



University of  
Stavanger

DET TEKNISK NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

## MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering:

Vårsemesteret, 2011

Konfidensiell

Forfatter: Shefqet Fejza

S.F  
(Writer's signature)

Faglig ansvarlig: Ove T. Gudmestad

Veileder(e): Vidar Skogseide (medarbeider: Smidt & Ingebrigtsen AS)

Tittel på masteroppgaven:

Jordskjelv – Dimensjonering og detaljering av betong- og stålkonstruksjoner for seismiske laster etter DCL- og DCM-dimensjoneringsprinsippet

Studiepoeng: 30

Emneord: Jordskjelv  
NS-EN 1998-1,  
responspektrum,  
dynamisk analyse,  
DCL- og DCM-  
dimensjoneringsprinsipper.

Sidetall: 232  
+ vedlegg/annet: 100

Stavanger: 14.06.2011  
dato/år

## FORORD

Denne masteroppgaven markerer slutten på en flott studietid ved Universitetet i Stavanger. Arbeidet med denne masteroppgave har vært en lang, spennende og krevende prosess. For meg som ikke hadde skrevet tilsvarende rapporter før, virket oppgaven interessant og skremmende på samme tid. Jeg valgte å gjennomføre en fordypning knyttet til jordskjelv og jordskjelvdimensjonering av konstruksjoner som innebar utnyttelse av materialets egenskaper og konstruksjonsoppførselen under seismiske påvirkninger. Oppgaven ble noe omfattende og meget utfordrende siden den inneholdt flere temaer som ikke har vært grundig behandlet i de fagene som ble undervist på universitetet.

Alt i alt har arbeidet med oppgaven vært en utrolig spennende og lærerik prosess, som tidvis har vært både tøff og krevende. Jeg har lært en god del om betongens og stålets egenskaper og ikke minst om konstruksjonsanalyse. Jeg har imidlertid fått mye god hjelp på veien.

Jeg vil rette en stor takk til min veileder, professor Ove Tobias Gudmestad for god veiledning og hjelpen som har han gitt meg gjennom hele prosessen, både når det gjelder å komme i gang med arbeidet, korrekturlesing (det meste av rapporten) og det faglige støttet underveis i arbeidet. Dette har vært til utrolig stor hjelp. Videre vil jeg rette en stor takk til Vidar Skogseide og andre medarbeidere i rådgivende ingeniørfirma Smidt & Ingebrigtsen AS for definering av oppgaven og for den gode tilretteleggingen som forenklet gjennomføringen av masteroppgaven.

Takk Lindon for at du har vært tålmodige med pappa når ettermiddager, kvelder og helger har gått med til skriving. Takk til min kone, Arlinda for at du etter beste evne har lagt til rette for at jeg skal kunne kombinere jobb med å fullføre denne mastergraden.

## SAMMENDRAG

Forskning innen jordskjelvanalyser har gjort det mulig å utføre tilfredsstillende konstruksjonsanalyser som gir oss sikrere bygningskonstruksjoner. I mange land verden rundt inkludert Norge er jordskjelvdimensjonering standardisert, slik at det kreves at dagens bygningsingeniører må ha visse kunnskaper innen jordskjelvanalyser for å kunne utføre krevende konstruksjonsanalyser i samsvar med relevante standarder. Viktigheten av jordskjelvdimensjonering er blitt mer merkbar spesielt i den siste tiden hvor de fleste software elementmetodeprogrammer leveres med mulighet for jordskjelvanalyser (med sine begrensinger).

Selv om Norge ligger i et lavt seismisk område, krever NS-EN 1998-1:2004 at det skal gjennomføres vurdering av konstruksjoner med hensyn på jordskjelv. NS-EN 1998-1:2004 er oversatt til norsk og er utgitt sammen med NA:2008 (National Annex). Denne standarden er enerådende i Norge siden mars 2010 da NS 3491-12 ble faset ut. NS-EN 1998-1:2004, tar for seg både beregning av påkjenninger fra jordskjelv og hvordan det skal dimensjoneres og sikres tilstrekkelig kapasitet i konstruksjoner. Videre åpner standarden for og beskriver i detalj hvordan en kan reduseres jordskjelvpåkjenningene ved å dimensjonere konstruksjoner som middels duktile bygg (DCM).

For å unngå dokumentasjon av detaljprosjektering med hensyn til seismisk last, viser det seg at mange benytter den forenklete metoden i hht NS-EN 1998-1:2004 ved dimensjonering av konstruksjoner for seismiske laster. Den forenklete metoden gir ofte konservative laster som en kan unngå ved å dimensjonere konstruksjoner for middels duktilitet (DCM). Sannsynligheten for at konstruksjonen skal bli utsatt for et stort jordskjelv i løpet av sin dimensjonerende levetid (ofte 50 år) er ekstremt lav. Av den grunn vil det i denne oppgaven bli fokusert på konstruksjonsfaktoren  $q$  som gir oss mulighet til å redusere de seismiske kreftene betraktelig. I den sammenheng vil det bli redegjort for om det er økonomisk forsvarlig å bruke tid på detaljprosjektering i hht standarden med hensyn på material og tidsforbruk.

Fordypning innen prosjektering av DCM er viktig, med tanke på at man ofte kommer i situasjoner der den forenklete metoden gir så store laster at det blir nesten umulig å dokumentere konstruksjonens globale stabilitet. Overnevnte temaer skal dokumenteres ved et konkret beregningseksempel for en vanlig konstruksjon der stabilitet, detaljprosjektering av konstruksjonselementer og forbindelser skal utføres (for DCL og DCM). Til slutt utføres en grov økonomisk vurdering, basert på det analyserte eksemplet.

Temaer som konstruksjons- statikk, respons, dynamikk og konstruksjonsfaktor skal behandles i denne oppgaven.

## INNHold

1 Innledning.....	2
1.1 Bakgrunn .....	2
1.2 Arbeidsomfang.....	5
1.3 Begrensninger .....	6
1.4 Organisering av arbeid .....	6
REFERANSER kap.1.0 .....	7
2 Jordskjelv generelt .....	8
2.1 Innledning .....	8
2.2 Forkastninger.....	10
2.3 Jordens oppbygning .....	10
2.4 Platetektonikk .....	11
2.4.1 Konstruktiv plategrense.....	12
2.4.2 Destruktiv plategrense .....	12
2.4.3 Sidelengs plategrense.....	13
2.5 Seismiske bølger .....	13
2.5.1 Rombølger .....	13
2.5.2 Overflatebølger .....	14
2.6 Lokalisering og måling av jordskjelv .....	15
2.6.1 Instrumenter .....	16
2.7 Jordskjelvstørrelser og skader.....	18
2.7.1 Magnitude .....	19
2.7.2 Intensitet.....	23
2.7.3 Jordskjelvkatastrofer .....	25
2.7.4 Skader på bygninger .....	28
2.7.5 Skader ved jordskjelv i Norge .....	30
REFERANSER kap.2.0 .....	31
3 Grunnleggende dynamisk teori .....	32
3.1 Generelt.....	32
3.2 SDOF-system .....	33
3.3 Egensvingning for udempet system.....	33
3.4 Egensvingning for dempet system.....	35
3.5 Frekvens og periode .....	37
3.6 Respons av underdempet system utsatt for impulseksitasjon .....	39
3.7 MDOF-system.....	41
REFERANSER kap.3.0 .....	43



4. Responsspektra .....	44
4.1 Innledning .....	44
4.2 Definisjon av respons spektrum.....	44
4.3 Respons spektrums viktighet.....	46
4.4 Pseudo-spektra.....	47
4.5 Ikke-lineær respons spektra .....	49
4.6 Design Respons Spektra .....	53
4.6.1 Elastisk Design Spektra .....	53
4.6.2 Uelastisk Design Spektra .....	54
4.7 Elastisk Design Spektra – Eurocode 8 .....	57
4.8 Innvirkning av grunnforhold på grunnbevegelsene.....	58
REFERANSER kap.4.0 .....	62
5. Jordskjelvstandarden - EC 8 .....	63
5.1 Innledning .....	63
5.2 Grunnleggende krav .....	63
5.3 Materialfaktorer, lastparametere og lastkombinasjoner.....	65
5.3.1 Materialfaktorer .....	65
5.3.2 Lastfaktorer .....	65
5.3.3 Lastkombinasjoner .....	66
5.3.4 Kombinasjon av lastvirkninger i ortogonale retninger .....	66
5.4 Hovedparametre .....	68
5.4.1 Konstruksjonsfaktor, $q$ .....	68
5.4.2 Seismisk klasse (Faktor for seismisk klasse), $\gamma_1$ .....	68
5.4.3 Faktor, $a_{g40Hz}$ og $a_g$ .....	68
5.4.4 Forsterkningsfaktor for grunnforhold, $S$ .....	69
5.4.5 Bygets egenperiode og knekkpunktene i responspektra, $T_B$ , $T_C$ og $T_D$ .....	69
5.4.6 Dimensjonerende responspektret, $S_d(T)$ .....	70
5.4.7 Masse, $(m)$ .....	71
5.5 Geotekniske aspekter .....	72
5.5.1 Grunnforhold og innvirkning på seismisk spekter .....	72
5.5.2 Fundamentsystemer. ....	73
5.5.3 Kraftoverføring og forbindelser i fundament.....	73
5.5.4 Kapasitet av fundamenter .....	74
5.5.5 Samvirke mellom jord og konstruksjon. ....	75
5.5.6 Liquefaction).....	76
5.6 Utelatelseskriteriene .....	77
5.7 Utforming av bygningskonstruksjoner.....	78

5.7.1	Konstruksjonsmessig enkelthet.....	78
5.7.2	Regularitet i plan.....	78
5.7.2	Regularitet i oppriss.....	82
5.7.3	Soft story og Torsjonsmotstand.....	82
5.7.4	Diskusjon.....	87
	REFERANSER kap.5.0.....	88
6	Konstruksjonsanalyse og beregning av seismisk kraft.....	89
6.1	Generelt.....	89
6.2	Konstruksjonens dynamisk respons.....	89
6.3	Analysemetoder etter NS-EM 1998-1.....	92
6.3.1	Modal analyse.....	93
6.3.2	Tverrkraftmetoden.....	97
6.3.3	Ikke-lineær analyse.....	100
6.4	Beregning av byggets egensvingningsperiode.....	101
6.5	Torsjonsvirkninger.....	103
6.6	P- $\Delta$ effekter.....	104
6.7	Fordeling av horisontale laster.....	106
6.7.1	Skivestivhet.....	106
6.7.2	Fordeling av krefter på avstivningssystem.....	107
6.7.3	Beregning av stivhetssenter.....	108
6.7.4	Kraffordeling på avstivningselementer.....	109
	REFERANSER kap.6.0.....	111
7.	Dimensjoneringsprinsipper for stål- og betongkonstruksjoner.....	112
7.1	Betongkonstruksjoner.....	112
7.1.1	Materialmodeller.....	113
7.1.2	Kryp og svinn.....	115
7.1.3	Armeringsstål.....	117
7.1.4	Dimensjonering av armert betongtverrsnitt.....	119
7.1.4.1	Sentrisk trykk.....	119
7.1.4.2	Sentrisk strekk.....	121
7.1.4.3	Ren bøyning.....	121
7.1.4.4	Skjærkraft.....	126
7.1.5	Betongkonstruksjoner utsatt for seismiske laster.....	129
7.1.5.1	Søyle-bjelke forbindelser.....	130
7.1.5.2	Veggskiver.....	132

7. 2 Stålkonstruksjoner .....	135
7.2.1 Stålets egenskaper .....	135
7.2.2 Elastiske og plastiske deformasjoner på atomært nivå .....	137
7.2.3 Stålets arbeidsdiagram .....	138
7.2.4 Elastisk kapasitetskriterium .....	141
7.2.5 Elastisk tverrsnittskapasitet .....	142
7.2.5.1 Bøyning .....	142
7.2.5.2 Tverrsnitt med kombinerte snittkrefter .....	144
7.2.5.3 Skjærkraft .....	145
7.2.6 Plastisk analyse .....	146
7.2.6.1 Plastisk dimensjonering av staver - flyteledd .....	147
7.2.6.2 Plastisk tverrsnittskapasitet .....	149
7.2.6.3 Aksiallast .....	150
7.2.6.4 Bøyning .....	150
7.2.6.5 Skjærkraft .....	151
7.2.6.6 Tverrsnittsklasser .....	152
7.2.7 Forbindelser .....	153
7.2.8 Stålkonstruksjoner utsatt for seismiske laster .....	155
7.2.8.1 Søyle-bjelke forbindelser i rammesystemer .....	155
7.2.8.2 Forbindelser og diagonaler i konsentriske avstivningssystemer .....	158
REFERANSER kap.7.0 .....	161
8. Detaljering av energiabsorberende konstruksjoner .....	162
8.1 Generelt .....	162
8.2 Duktilitet og duktilitetsklasser etter NS-EN 1998-1 .....	163
8.2.1 DCL (lav duktilitet, $q \leq 1,5$ ) .....	165
8.2.2 DCM (middels duktilitet, $1,5 \leq q \leq 4,0$ ) .....	165
8.3 Spesifikke bestemmelser for betong- og stålbygninger, (NS-EN 1998-1) .....	168
8.3.1 Betongkonstruksjoner i DCM .....	168
8.3.1.1 Type bæresystemer og konstruksjonsfaktor for betongbygninger .....	169
8.3.1.2 Dimensjoneringskriteriene .....	171
8.3.1.3 Lokal duktilitet for betongelementer .....	171
8.3.2 Dimensjonering og detaljering av betongkonstruksjoner .....	172
8.3.2.1 Bjelker .....	172
8.3.2.2 Søylar .....	172
8.3.2.3 Duktile vegger .....	176
8.3.2 Detaljering og dimensjonering av stålkonstruksjoner i DCM .....	178
8.3.2.1 Type bæresystemer og konstruksjonsfaktor for stålbygninger .....	179

8.3.2.2 Dimensjoneringskriteriene .....	180
8.3.2.3 Momentstive rammer – dimensjonering og detaljering .....	180
8.3.2.4 Bæresystemer med konsentriske avstivninger – dimensjonering og detaljering ....	185
REFERANSER kap.8.0 .....	187
9 Detaljert beregningseksempel – dimensjonering for DCM og DCL .....	188
9.1 Generelt .....	188
9.2 Innledning .....	188
9.3 Referanser .....	189
9.4 Generelle krav til prosjektering .....	191
9.4.1 Bruksforutsetninger .....	191
9.4.2 Pålitelighetsklasse.....	191
9.4.3 Prosjekteringskontroll.....	191
9.4.4 Kontroll og utførelse .....	192
9.4.5 Grunntrykk/Bæreevne .....	192
9.5 Materialfaktorer og materialfasthet .....	193
9.5.1 Materialfaktorer .....	193
9.5.2 Materialer og materialegenskaper.....	194
9.6 Analyse og Lastvirkning .....	196
9.6.1 Statisk system .....	196
9.6.2 Laster .....	200
9.6.3 Lastfaktorer og lastkombinasjoner .....	203
9.6.4 Dimensjonerende horisontallaster - Lastvirkning .....	204
9.6.5 Diskusjon – Analyse og Lastvirkning.....	205
9.7 Dimensjonering .....	206
9.7.1 Dimensjonering av kritisk snitt - stålkonstruksjoner for DCL ( $q=1,5$ ).....	207
9.7.2 Dimensjonering av kritisk snitt - stålkonstruksjoner for DCM ( $q=4,0$ ).....	208
9.7.3 Dimensjonering av betongkonstruksjoner for DCL og DCM .....	212
9.7.5 Dimensjonering av kritisk snitt - betongkonstruksjoner for DCM ( $q=3,0$ ) .....	213
9.8 Økonomisk vurdering .....	217
9.8.1 Usikkerhet knyttet til kostnadsoverslaget .....	221
9.9 Alternative beregningsmetoder for byggets periode og lastvirkning .....	223
9.9.1 Betongkonstruksjoner .....	224
9.9.2 Stålkonstruksjoner.....	225
10 Diskusjon og Hovedkonklusjon .....	228
10.1 Konklusjon – Økonomisk vurdering .....	228
10.2 Konklusjon – Konstruksjonsanalyse og forenklede beregningsmetoder .....	230
11 Vedlegg .....	232

## Tabelliste

Tabell 1. Jordskjelv i Norge 1759 – 2010, (Store norske leksikon, NORSAR).....	4
Tabell 2.1 - Jordskjelv virkning og styrke registrert per år, (GEO, UiB).....	18
Tabell 2.2 - Sammenligning av $M_L$ , $M_S$ og $M$ for jordskjelv i sør California i tidsperioden 1947-1973, [11]..	21
Tabell 2.3.- Intensitetsskalaen, EMS98, NORSAR (Norsar 2011g).....	24
Tabell 4.1 - Parametrene $S$ , $T_B$ , $T_C$ og $T_D$ gitt for ulike grunntyper for hver av de to typer spekteret.....	58
Tabell 5.1 - Partialfaktorene for betong og stål.....	65
Tabell 5.2 - Lastfaktorer for nyttelast for forskjellige type bygninger.....	65
Tabell 5.3 - Lastfaktorer for nyttelast for forskjellige type bygninger.....	66
Tabell 5.4 - Verdier for seismisk faktor $\gamma_1$ .....	69
Tabell 5.5 - Verdier for parametre som beskriver anbefalte responsspektrene.....	70
Tabell 5.6 - Grunntyper som gir grunnlag for å ivareta innflytelsen av grunnforhold på grunnbevegelser, (NS-EN 1998-1).....	72
Tabell 6.1 - Konsekvensen av konstruksjonens regularitet for seismisk analyse og dimensjonering.....	93
Tabell 6.2 - Oppsummering av kraftfordeling i avstivningssystem .....	110
Tabell 7.1 - Dimensjonerende trykkfasthet, tøyninger $\varepsilon_{c2}$ og $\varepsilon_{cu2}$ og eksponenten $n$ .....	114
Tabell 8.1. - Grunnverdien for konstruksjonsfaktoren $q_0$ for systemer som er regulære i oppriss.....	170
Tabell 8.2 - Øvre grense av referanseverdien for konstruksjonsfaktor, (NS-EN 1998-1).....	179
Tabell 8.3 - Krav til tverrsnittsklasse for energiabsorberende konstruksjonsdeler, (NS-EN 1998-1).....	180
Tabell 9.1-1 - Materialfaktorer for betong og armering.....	193
Tabell 9.1-2 - Materialfaktorer for konstruksjonsstål.....	193
Tabell 9.1-3 - Materialfaktorer for stålforbindelser.....	193
Tabell 9.2-1 - Materialelegenskaper for betong .....	194
Tabell 9.2-2 - Materialelegenskaper for armering.....	194
Tabell 9.2-3 - Materialelegenskaper for stål.....	194
Tabell 9.3 - Seismiske laster på konstruksjonen.....	202
Tabell 9.4-1 - Dimensjonerende verdi for laster (STR/GEO) (Sett B).....	203
Tabell 9.4-2 - Dimensjonerende verdi for laster for bruk i kombinasjon med seismiske laster:.....	203
Tabell 9.5 - Horisontale laster på bygg (vind- og seismiske laster).....	204
Tabell 9.6 - Beregnede mengder og estimerte materialkostnader etter DCL - dimensjoneringsprinsippet.....	217
Tabell 9.7 - Beregnede mengder og estimerte materialkostnader etter DCM - dimensjoneringsprinsippet.....	218
Tabell 9.8 - Mulig materialbesparelse/kostnadsbesparelse for stålkonstruksjoner.....	218
Tabell 9.9 - Kostnadsoverslag for stålkonstruksjoner dimensjonert etter DCL- dimensjoneringsprinsippet.....	219
Tabell 9.10 - Kostnadsoverslag for stålkonstruksjoner dimensjonert etter DCM- dimensjoneringsprinsippet.....	220

Tabell 9.11 - Mulig materialbesparelse/kostnadsbesparelse for stålkonstruksjoner.....	220
Tabell 9.12 - Sammenligning av resultater for betongkonstruksjoner.....	224
Tabell 9.13 - Sammenligning av resultater for stålkonstruksjoner.....	226

## Figurliste

<i>Figur 1.1 Målinger fra Svalbard-skjelvet 21.02.08. Jordskjelvet hadde en styrke på 6,2 og ble kraftig følt i Longyearbyen, (RIF Kursmateriell, 2010)</i> .....	2
<i>Figur 1.2 Kartet som viser seismiske aktiviteter foretatt av NORSAR, i tidsperiode 1979 - 2010. Jordskjelv som ble merket av mennesker er merket med røde symboler, mens gule symboler viser andre jordskjelv med styrke fire eller større, (RIF- presentasjon, 2010)</i> .....	3
<i>Figur 2.1 Jordens kontinentplater. Nederst vises jordskjelv med styrke fem eller større mellom 1973 og 2003. Plategrensene kan tydelig sees som mer eller mindre kontinuerlige bånd av jordskjelv, (Norsar, 2011a)</i> .....	8
<i>Figur 2.2 Fokus (hyposenter) og episenter til et jordskjelv, (Norsar, 2011b)</i> .....	9
<i>Figur 2.3 Forkastningstyper, NORSAR (Norsar, 2011b)</i> .....	10
<i>Figur 2.4 Jordens oppbygging, (delfigur til venstre, Norsar, 2011a; delfigur til høyre kopiert på internett)</i> ....	11
<i>Figur 2.5 Platedektonisk hovedtrekk [3]</i> .....	12
<i>Figur 2.6 Sidelengs plategrense, NORSAR (Norsar, 2011a)</i> .....	13
<i>Figur 2.7 Rombølger, NORSAR (Norsar, 2011c)</i> .....	14
<i>Figur 2.8 Overflatebølger, NORSAR (Norsar, 2011c)</i> .....	14
<i>Figur 2.9 De 25 seismometerplasseringene som utgjør ARCES-arrayen i Finnmark. NORSAR (Norsar, 2011e)</i> .....	16
<i>Figur 2.10 Satellittbilde (Interferogram) som viser endringer i jordskorpen etter jordskjelv i L'Aquila, (ESA Norge)</i> .....	17
<i>Figur 2.11. Skjematisk fremstilling av glidning/forskyvningsflate som gir grunnlag for beregning av seismisk moment. Arealet av glidningen settes lik flatens lengde x bredde (LxW)</i> .....	20
<i>Figur 2.12. Intensitetsskala rund episenter basert på observasjoner etter jordskjelvet mellom Stord og Bømlo i avgust 2000, NORSAR (Norsar 2011g)</i> .....	23
<i>Figur 2.13. Deformasjon av landoverflaten etter Shaanxi jordskjelvet, (bilde kopiert fra internett)</i> .....	25
<i>Figur 2.14. Ødeleggelsene etter Tangshan jordskjelvet i 1976, (bilde kopiert fra internett)</i> .....	25
<i>Figur 2.15. Sumatra jordskjelvet i 2004, (bilde kopiert fra internett)</i> .....	26
<i>Figur 2.16. Jordskjelvet i Haiyuna, Ningxia i 1920, (bilde kopiert fra internett)</i> .....	26
<i>Figur 2.17. Ødeleggelsene etter Kanto jordskjelvet i 1923, (bilde kopiert fra internett)</i> .....	27
<i>Figur 2.18. Kollaps av bygninger, jordskjelvet i Izmir, Tyrkia 1999, [9]</i> .....	28
<i>Figur 2.19. Typiske skader for betongbygninger, (RIF, 2010)</i> .....	28
<i>Figur 2.20. Brudd i stålkomponenter, (RIF, 2010)</i> .....	29
<i>Figur 2.21. Soft story, (RIF Kursmateriell, 2010)</i> .....	29
<i>Figur 2.22. Jordskred, (RIF Kursmateriell, 2010)</i> .....	29
<i>Figur 2.23. Skader på norske bygninger, (RIF Kursmateriell, 2010)</i> .....	30
<i>Figur 3.1, Eksempler på et idealisert enfrihetsgradssystem, (Singiresu, 2004)</i> .....	33
<i>Figur 3.2, Udempet et frihetsgradssystem, [5]</i> .....	33

<i>Figur 3.3, Dempet et frihetsgradssystem, (Singiresu, 2004)</i> .....	35
<i>Figur 3.4 Prinsippskisse for underdempet system, (Bilde kopiert på internett)</i> .....	36
<i>Figur 3.5, SDOF-system utsatt for en impulseksitasjon; a) Enhetsimpuls, b) Respons som skyldes enhetsimpuls, (Singiresu, 2004)</i> .....	39
<i>Figur 3.6 Respons av system utsatt for ytre kraft, (Singiresu S. Rao, 2004)</i> .....	40
<i>Figur 3.7 Idealisert to frihetsgradssystem, (Singiresu, 2004)</i> .....	41
<i>Figur 4.1 SDOF-system utsatt for basseeksitasjon</i> .....	44
<i>Figur 4.2 Skjematisk fremstilling av respons spektra, (Villaverde, 2009)</i> .....	46
<i>Figur 4.3 Akselerogram og korresponderende respons spektra for to grunnbevegelser med tilnærmet lik grunnakselerasjon, (Villaverde 2009)</i> .....	47
<i>Figur 4.4 Respons spektra vist i såkalt 4-veis logaritmisk plot</i> .....	48
<i>Figur 4.5 Typisk ikke-lineære kraft - deformasjonskurve for armerte betongkonstruksjoner som er utsatt for elasto-plastiske deformasjoner, (Villaverde 2009)</i> .....	50
<i>Figur 4.6 Maks og flytedefomasjon for en SDOF-system (Villaverde 2009)</i> .....	51
<i>Figur 4.7 Deformasjonsspektra for elastoplastisk systemer med 10% dempingsforhold fra Santiago akselerogram 1971, Central Chile jordskjelvet, (Villaverde, 2009)</i> .....	52
<i>Figur 4.8 Spektra for forskjellige grunntyper. a) midlere responsspekter, b) glattet responsspekter basert på tilsvarende midlet responsspekter vist i delfigur a), (Villaverde, 2009)</i> .....	54
<i>Figur 4.9 Lineær elastisk og elastoplastisk kraft-forskyvnings kurve, (Villaverde 2009)</i> .....	55
<i>Figur 4.10 Innvirkning av duktilitetsfaktoren på spektral akselerasjon. Uelastisk spektral akselerasjon valgt ut i fra elastisk spektra (Villaverde 2009)</i> .....	56
<i>Figur 4.11. Elastisk spektra med 5% dempet for forskjellige grunntyper gitt i EC8</i> .....	57
<i>Figur 4.12 Opptakk av grunnbevegelser i Mexico City, Michoacán jordskjelvet 1985; a) berggrunn og b) myke løse masser (Villaverde 2009)</i> .....	59
<i>Figur 4.13 Empiriske forhold mellom maks grunnakselerasjon målt på fjell og områder bestående av løse masser, (Villaverde 2009)</i> .....	60
<i>Figur 4.14 Forholdet mellom spektral grunnakselerasjon for fjellgrunn og grunn bestående av løse, [5]</i> .....	60
<i>Figur 5.1 – Spissverdien for berggrunnens akselerasjon <math>a_{g40}</math>Hz i <math>m/s^2</math>, med returperiode på 475 år for Norge, [1]</i> .....	69
<i>Figur 5.2 Responsspekter – illustrer reduserte verdier som kan oppnås når konstruksjonsfaktoren økes, (RIF 2010)</i> .....	71
<i>Figur 5.3 Skjematisk fremstilling Liquefaction.(Villaverde 2009)</i> .....	76
<i>Figur 5.4 Illustrasjon av ulike sideveis bæresystemer i plan</i> .....	80
<i>Figur 5.5 Illustrasjon av regelmessighet i oppriss</i> .....	82
<i>Figur 5.6 Illustrasjon av vertikal konstruktiv utforming</i> .....	83
<i>Figur 5.7 Illustrasjon av kriterier for avtrapping av vertikal stivhet</i> .....	84
<i>Figur 5.8 Respons av en 5.etg. bygning med soft-stor: a) maks gulvdeformasjon; b) maks duktilitetsfaktor, (Chopra 2001)</i> .....	85



Figur 6.1 Skjematisk fremstilling av konstruksjonens forskyvning utsatt for grunnbevegelser pga. jordskjelv, (Villaverde, 2009).....	91
Figur 6.2. Illustrasjon for en MDOF-system med masser konsentrert i hver etasje. Hver svingeform $r$ er representert av en ekvivalent SDOF-system.....	94
Figur 6.3 Typisk tidshistorie deformasjon for konstruksjonens tre første modene, (Villaverde, 2009).....	96
Figur 6.4 Tverrkraft og første svingeform for et typisk bygg bestående av flere etasjer, (Villaverde, 2009)...	98
Figur 6.5. Illustrasjon av $P-\Delta$ effekt. ....	105
Figur 6.6 Utbøyning av skiver, (Betongelementboken bind B).....	107
Figur 6.7 - a) Stivhetssenterets beliggenhet, b) Konstruksjonens rotasjon om stivhetssenter, [5]. ....	108
Figur 6.8 Prinsippet for fordeling av rotasjonslast på enkelte elementer, [5]. ....	109
Figur 7.1 Spenning-tøyningskurve (arbeidsdiagram); a) Spennings- tøyningskurve for betong i trykk (høy, middels og lav fasthet), b) Idealisert (forenklet) spenning- tøyningskurve for normalbetong i trykk, (Svein I. Sørensen 2006).....	113
Figur 7.2 Virkning av kryp og svinn på arbeidsdiagram; a) Virkning av spenningsnivå og varighet på betongtøyningen, b) virkning svinntøyning på spenning- tøynings diagram, (Svein I. Sørensen 2010).....	116
Figur 7.3 Idealisert arbeidsdiagram for stålarming, (NS-EN 1992-1).....	117
Figur 7.4 Fellestøyning og spenning for betong og stål, (K. Røhne og K. Vangestad 2001).....	119
Figur 7.5 Likevekt mellom indre og ytre krefter (Svein I. Sørensen 2010).....	120
Figur 7.6 Spenninger og tøyninger; a) stadium I, b) stadium II og c) stadium III, [6].....	122
Figur 7.7 Beregningsmodell for momentkapasitet, (Sørensen 2010).....	123
Figur 7.8 Rektangulær spenningsfordeling, (NS-EN 1992-1-1).....	123
Figur 7.9 Tverrsnittets bøyetilstand ved bøyebrydd, (Sørensen 2010).....	124
Figur 7.10 Elementer for bestemmelse av skjærspenning, (Sørensen 2010).....	127
Figur 7.11 Skjærkraftsmodell og betegnelser for fagverksmodell, [2].....	128
Figur 7.12 Ikke-lineær oppførsel for konstruksjonskomponenter utsatt for sykliske laster, [8].....	129
Figur 7.13 Idealisert kraftmekanisme; a) Snittkrefter ved knutepunkt; b) Strekkdiagonal i knutepunktets kjerne; c) Knutepunktets kjerne (fagverk mekanisme), [7].....	131
Figur 7.14 a) Søyle-bjelke knutepunkt utsatt for sykliske laster; b) Idealisert kraftforløp på knutepunkt, [7].	132
Figur 7.15 Utkraget veggskive belastet med en punktlast i toppen (i figuren er krumningen betegnet med $\Phi$ ), [7].....	133
Figur 7.16 Kraftforløp og rissdanning for veggskive utsatt for sykliske laster. a) idealisert rissing og kraftforløp; b) rissing av veggskive utsatt for virkelige sykliske lastpåkjenninger, [7].....	133
Figur 7.17 Kubisk sentrert (BCC) krystallstruktur, [11].....	135
Figur 7.18. a) frastøttende, tiltrekkende og resulterende krefter for to atomer; b) frastøttende, tiltrekkende og resulterende potensiellenergi for to isolerte atomer, [11].....	136
Figur 7.19 Plastiske deformasjoner som skyldes glidning mellom atomplan,(almar-næss, 2003).....	138
Figur 7.20 Spennings-tøyningsdiagram for konstruksjonsstål,(Stål Håndbok, 2010).....	138

Figur 7.21 von Mises flytekriterium for 2- og 3-dimensjonal spenningstilstand, (Larsen 2004)	141
Figur 7.22 Deformasjon av rett bjelke; a) bjelke i deformert og udeformert tilstand, b) bjelkeelement med lengde $dx$ , som deformeres i forhold til Bernoullis hypotese, (Irgens, 2006)	144
Figur 7.23 Tverrsnitt med biaksialmoment, (Irgens, 2006)	144
Figur 7.24 Eksakt og tilnærmet fordeling av skjærspenning over tverrsnittets stegareal, [9]	145
Figur 7.25 Spennings- tøyingsdiagrammer (materialmodell) for plastisk analyse; a) Stiv-plastisk, b) Elastisk-perfekt plastisk og c) Generelt elastisk-plastisk, [9]	146
Figur 7.26 Plastisk sone og flyteledd for ensidig innspent bjelke med punktlast i midten, (Stål Håndbok, 2010)	147
Figur 7.27 Dannelsen av flyteledd som fører til forandring i momentfordeling, (Stål Håndbok, 2010)	148
Figur 7.28 Statisk ubestemt bjelke med punktlast i midten og tilhørende bruddfigur	148
Figur 7.29 Formfaktor for vanlige tverrsnitt, (Larsen, 2004)	149
Figur 7.30 Spenningsfordeling i et tverrsnitt ved gradvis økende moment, (Stål Håndbok, 2010)	150
Figur 7.31 Elastisk og plastisk spenningsfordeling over et vilkårlig tverrsnitt, (Larsen, 2004)	151
Figur 7.32 Elastisk og plastisk skjærspenningsfordeling for I-tverrsnitt, (Larsen, 2004)	151
Figur 7.33 Momentkapasitet som funksjon av tverrsnittsklasse, (Stål Håndbok, 2010)	152
Figur 7.34 Mest vanlige type sveis	153
Figur 7.34 Aktuelle bruddformer for laskesjøtt, (Larsen 2004)	154
Figur 7.34 Ikke-lineær oppførsel for konstruksjonskomponenter utsatt for sykliske laster, [8]	155
Figur 7.35 Trimming av bjelkeflensene: a) Trimming etter lineær profil; b) Trimming etter sirkulær profil, (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)	156
Figur 7.35 Typisk forbindelsesdetalj med trimmet flens etter at den har blitt utsatt for seismisk (syklisk) belastning. Figuren viser at plastisk flyteledd i bjelken er dannet som forutsat, (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)	157
Figur 7.36 Forbindelse med topp- og bunnplate, (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)	158
Figur 7.37 Deformasjonskurver for leddete strekkdiagonaler med tre forskjellige slankheter, (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)	159
Figur 8.1 a) Idealisert elastisk-plastisk materialoppførsel; b) Elastisk-plastisk kraft deformasjonsforhold for et system utsatt for sykliske laster, (Chopra 2001)	164
Figur 8.2 Kompatible deformasjonsmekanismer for avstivningssystemer; a) duktil veggssystem, b) stålfagverk med konsentriske strekkdiagonaler, (RIF Kursmateriell, 2010)	167
Figur 8.3 Søyle-bjelke forbindelse, (RIF Kursmateriell, 2010)	169
Figur 8.4 Effektiv flensbredde $b_{eff}$ for bjelker som er innspent i søyler	173
Figur 8.5 Bøylearmering i kritiske områder i bjelke, (NS-EN 1998-1)	174
Figur 8.6 Armeringen som omslutter betongkjerne, (NS-EN 1998-1)	175
Figur 8.7. Omhyllingskurve for vegger, NS-EN 1998-1)	176
Figur 8.8. Bøylearmert randelement på den frie kanten av en vegg (topp: tøyninger ved krumningsgrense; bunn: veggverrsnitt), (NS-EN 1998-1)	177

<i>Figur 8.9. Momentstive rammer (energiabsorberende soner i bjelker og ved foten av søyler). Standardverdier for <math>\alpha u/\alpha 1</math> gjelder for DCH og er ikke aktuelt i Norge, (NS-EN 1998-1)</i>	181
<i>Figur 8.10. Typiske knutepunktutforming for å kontrollere område av plastisk ledd, (Veileder, 2010)</i>	181
<i>Figur 8.11. Enkelt bergning av snittkrefter for kontroll av søyle-bjelke forbindelse, (Brueau, Uang og Whittaker, 1998)</i>	182
<i>Figur 8.12. Nedbøyning av bjelke for beregning av <math>\theta_p</math>, (NS-EN 1998-1)</i>	183
<i>Figur 8.13. Idealisert momentstiv rammesystem) for beregning av <math>\theta_p</math></i>	183
<i>Figur 8.14. Bæresystemer med konsentriske diagonal avstivninger (energiabsorberende soner bare i strekkdiagonalene, (NS-EN 1998-1)</i>	185
<i>Figur 8.15. Typiske knutepunktutforming for en DCM-forbindelse av duktil diagonal til forsterket knutepunkt, (Veileder, 2010)</i>	186
<i>Figur 9.1 Statisk system – Plan</i>	197
<i>Figur 9.2 Statisk system – Betongkonstruksjon</i>	198
<i>Figur 9.3 Statisk system – Stålkonstruksjon</i>	199
<i>Figur 9.4 Oversikt over konstruksjonsdeler ved kritisk snitt (stålramme med konsentriske avstivningsdiagonaler)</i>	206
<i>Figur 9.5 Typisk ikke-energiabsorberende forbindelse for strekkdiagonal S1</i>	210
<i>Figur 9.6 Prinsippskisse for skjærkraft- og momentdiagram - DCL</i>	212
<i>Figur 9.7 Prinsippskisse som viser skivens kritisk sone, skjærkraft- og omhyllingskurve for momentdiagram DCM</i>	214



## 1 Innledning

I herværende kapittel henviser jeg enten direkte til relevant litteratur i teksten eller benytter referanser [x]. Referanseliste vist under gjelder for herværende kapittel (kap.1). Bildene vist i dette kapittelet er stort sett kopiert på internett.

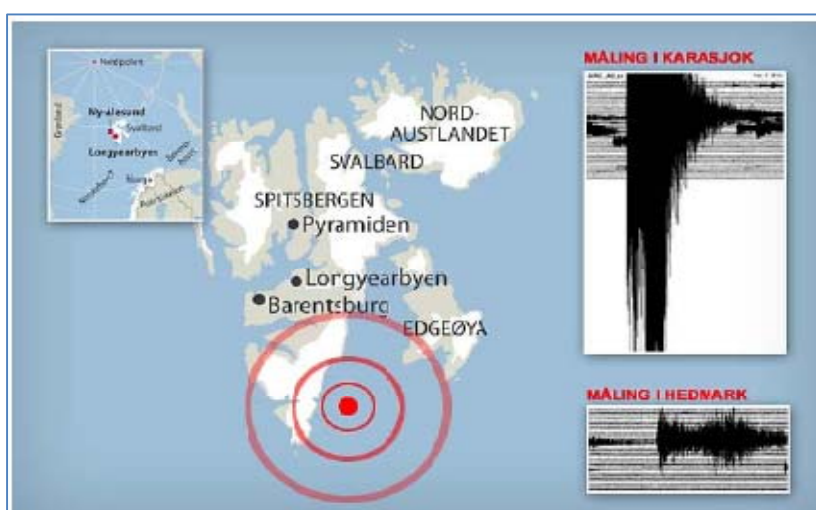
### 1.1 Bakgrunn

Innføring av den europeiske standarden, Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismiske påvirkning – Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger (referanse [1]) har ført til at norske bygningsingeniører støter på utfordringer som ikke har vært aktuelle tidligere ved prosjektering av bygningskonstruksjoner.

De nordeuropeiske områdene inkludert Norge er de områdene i Europa som er minst utsatt for jordskjelv. Likevel viser historien at Norge er blitt rammet av relativt store jordskjelv i løpet av de siste par hundre årene, og i følge det seismologiske forskningsinstitutt NORSAR, er det ingenting som tilsier at slike jordskjelv ikke kan skje igjen (referanse [2]).

Mange ingeniører som har jobbet i lengre tid med prosjektering av bygningskonstruksjoner, er usikre på om jordskjelvdimensjonering er økonomisk forsvarlig, og om det i det hele tatt er nødvendig å dimensjonere jordskjelvsikre bygninger i Norge. Temaer som dette ble også diskutert i jordskjelvkurset (Bergen, 4-5.mai 2010) som ble arrangert av RIF (Rådgivende Ingeniørens Forening), og selv foreleserne ble ikke helt enige med hverandre. Noen av dem mente at konstruksjoner som dimensjoneres for vindlast pluss tilleggslast for skjevstilling, har tilstrekkelig kapasitet til å ivareta seismiske virkninger som kan forekomme her til lands (referanse [3] og [4]).

Selv om man ikke har opplevd store jordskjelv, og er skeptisk til innføring av jordskjelvstandarden, viser Norges jordskjelvshistorie at relativt store jordskjelv med konstruksjonsskader som følge har



forekommet i de forrige århundrer. Blant jordskjelv som har vakt mest oppsikt er det som skjedde den 23. oktober 1904 syd for Oslo. Jordskjelvet hadde en styrke på 5,4 og ble merket i store deler av Skandinavia og Nord Europa.

Figur 1.1 Målinger fra Svalbard-skjelvet 21.02.08. Jordskjelvet hadde en styrke på 6,2 og ble kraftig følt i Longyearbyen, (RIF Kursmateriell, 2010).

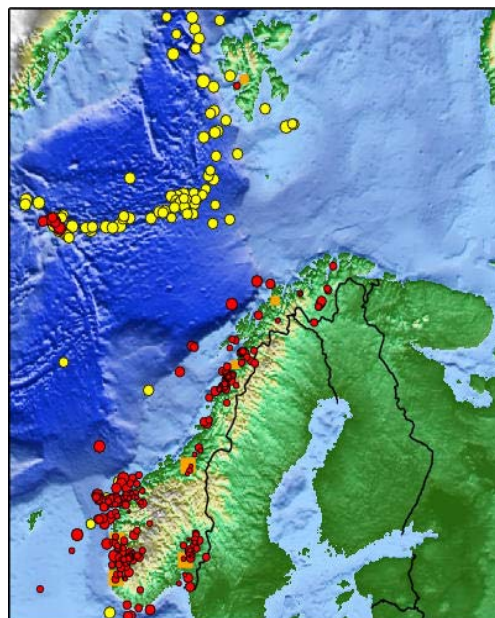
Det kraftigste jordskjelvet i Norge i historisk tid skjedde den 21. februar 2008 kl. 3.46 (lokal tid) i Storfjorden ved Svalbard med episenter ca.140km til havs sørøst for Langerbyen, og hyposenter ca.10km ned i jordskorpen (se figur 1.1). Skjelvet hadde en styrke på 6,2. Om skjelvet hadde blitt

utløst nærmere land kunne det ha forårsaket store skader. I samme område inntraff et annet stort jordskjelv med styrke 5.5 den 18.januar 1976.

Jordskjelv som vi opplever i Norge er relativ små, men kan i vise tilfeller føre til skader på konstruksjoner og mennesker. Disse jordbevegelesene som vi opplever her er en resultat av deformasjonene som skjer inn i jordskorpeplatene, og er kjent som interplate jordskjelv. Jordskjelv av denne typen kan dukke opp overalt, og i følge National Geographic Channel (referanse [5]), har forskerne fortsatt ikke laget en troverdig teori som med sikkerhet sier noe om sannsynlig styrke og måten disse jordskjelvene oppstår på. Forskere antar at slike jordskjelv er resultat av tomrom som kollapser på grunn av spenningsavlastninger eller pålastinger i jordskorpen. Disse tomrommene antas å være uttørkede underjordiske innsjøer, eller tomrom som er dannet fra underjordiske vulkanske aktiviteter som ikke når overflaten dvs. når mantelen presses opp mot overflaten ved trykkøkning fører det til at jordskorpen smelter, og ved trykkreduksjon kjøles mantelen og etterlater myke vulkanske avsetninger som setter seg med tiden. Resultatet av disse setningene er økt spenning og deformasjoner i jordskorpen med bruddutløsning som følge. Selv om interplate bevegelsene gir opphav til relativ små til moderate jordskjelv, påpeker NORSAR (referanse [2]) at store jordskjelv av den art har skjedd i Nord Norge og Nord Sverige, for ca. 8-9000 år siden (f. eks. *Stuorragurraforkastningen på Finnmarksvidda*). Slike forkastninger knyttes til utløsning av store spenninger i jordskorpen etter siste istid, dvs. at det er lite sannsynlig at Norge vil bli rammet av en slik jordskjelv i vår tid. Det bør også nevnes at slike forkastninger er vanlig i andre deler av verden selv om områdene ikke har vært dekket av is i siste istid.

Basert på jordskjelvregistreringene i tidsperiode 1979-2010, utført av forskningsinstituttet NORSAR, viser det seg at jordskjelsaktiviteter varierer sterkt innenfor norsk territorium. Figur 1.2 viser at Vestlandet og Spredningsryggen i Norskehavet er de områdene med mest jordskjelsaktiviteter, men også Østlandet, Nordland og Finnmark opplever rystelser med jevne mellomrom.

*Figur 1.2 Kartet som viser seismiske aktiviteter foretatt av NORSAR, i tidsperiode 1979 - 2010. Jordskjelv som ble merket av mennesker er merket med røde symboler, mens gule symboler viser andre jordskjelv med styrke fire eller større, (RIF- presentasjon, 2010).*



Tabell 1 på neste side viser jordskjelv i Norge med styrke  $\geq 5$ , i tidsperioden 1759 – 1989. Nederst i tabellen er listet noen svakere jordskjelv som har inntruffet etter år 2000. Fra tabellen ser vi at i Norge skjær sterke jordskjelv med typisk mellomrom på ca. 10-20 år.



Tabell 1. Jordskjelv i Norge 1759 – 2010, (Store norske leksikon, NORSAR)

År	Dato	Sted	Styrke	Merknad
1759	22. des.	Kattegat	5,6	Merket i Danmark, Sverige, Tyskland og Norge. Skader i Jylland spesielt i Alborg-regionen
1819	5. avg.	Lerøy i Nordland	5,8	Skjelvet kunne føles over det meste i Skandinavia. Sterke rystelser skapte problemer med å stå oppreist, utreisning av stein og jord, bølger på havet.
1834	3. sep.	Agder - Telemark	5,0	
1866	9. mar.	Haltenbaken	5,7	Noen skader på bygninger. Følt over hele Midt-Norge. I Trondheim ringte kirkekolokkene av seg selv.
1892	15. mai.	Sunnfjord	5,2	Kunne merkes over hele Sør-Norge
1894	23. juli.	Nordland	5,4	Følt over 600km avstand, og spesielt i Lofoten. Noen små skader.
1904	23. okt.	Oslofjorden	5,4	Følt over hele Sør-Skandinavia og deler av Baltikum. En god del skader på murverk, piper o.l. Påståtte personskader.
1907	27. jan.	Nordland	5,2	
1913	19. jul.	Trøndelag	5,0	
1927	24. jan.	Nordsjøen	5,3	Kunne føles i Sorbritania, Norge og Danmark.
1931	7. jun.	Doggerbanken	5,5	Følt i Sorbritania, kystområdene fra Frankrike til Danmark og Sørvest-Norge.
1935	17. jul.	Haltenbanken	5,0	
1955	3. jun.	Nordfjord	5,2	Følt over hele Sør-Norge, noe svakt i Oslo og Trondheim.
1958	23. jan.	Haltenbanken	5,0	
1969	29. sep.	Haltenbanken	5,0	
1988	8. avg.	Nordvestlandet	5,3	Episenter lå ca. 120km fra kysten og kunne føles fra Hardanger til Trøndelag.
1989	23. jan.	Nordfjord	5,1	Følt over hele Sør-Norge, inkludert deler av Oslo og Romerike.
2000	12. avg.	Bømlo/Stord	4,5	
2003	04. jul.	Nordøst for Bjørnøya	5,5	
2007	7. jan.	Nordsjøen	4,8	Kunne føles i Vest-Norge
2007	21. jan.	Ålesund	4,0	
2007	28. jan.	Nordsjøen/Farsund	3,8	
2007	20. des.	Steigen, Nordland	3,3	
2008	21. feb.	Svalbard	6,2	Kraftig løft i Longyearbyen. Flere etterskjelv forgte etter med en styrke på 2,2-3,7.
2008	11. apr.	Steigen, Nordland	3,3	
2010	20. des.	Os	3,4	

## 1.2 Arbeidsomfang

Dimensjonering av konstruksjoner for jordskjelvpåvirkninger krever tverrfaglig kompetanse. For bygningsingeniører er det viktig å prosjektere sikre bygningskonstruksjoner, som tåler påkjenninger som kan inntreffe i løpet av konstruksjonens levetid. Konstruksjonens oppførsel under seismiske påkjenninger er avhengig av mange faktorer, som grunnforhold, geografisk beliggenhet, konstruksjonsstivhet, konstruksjonens regularitet osv. De to førstnevnte faktorene tar geologer og geoteknikere seg av, mens andre faktorene er bygningsingeniøren sin oppgave. I denne sammenheng kan det nevnes at konstruktørens grunnleggende kjennskap til materialoppførsel, statikk og konstruksjonsdynamikk, kan forenkle jordskjelvdimensjoneringen betydelig.

Hensikten med denne oppgaven er først og fremst å foreta en fordypning innen dimensjonering av jordskjelvsikre konstruksjoner, hvor en diskusjon av konstruksjonens evne til energiabsorbering er oppgavens hovedmål. Konstruksjonens evne til å absorbere energi er avhengig av mange faktorer. En viktig faktor i den sammenheng er materialegenskaper og materialets evne til å deformere seg utover det elastiske området (plastiske deformasjoner). Forståelsen av materialets egenskaper- og oppførsel er viktig for bestemmelse av parametrene som gir grunnlag for beregning av seismiske laster. For et bygg bestående av mange elementdeler, er sum absorbert energi lik den energien som byggets elementer og knutepunkter klarer å absorbere ved elastiske og plastiske deformasjoner. Elastiske og plastiske deformasjoner kan enklest forstås ved å studere konstruksjonens elastiske og plastiske tverrsnittskapasitet (betong- og ståltverrsnitt i dette tilfellet).

I forbindelse med oppgaven analyseres et konkret eksempel, hvor konstruksjonsfaktoren ( $q$ ), sin virkning undersøkes spesielt. Konstruksjonsfaktoren ( $q$ ) er et uttrykk som beskriver konstruksjonens evne til energiabsorpsjon og kraftfordeling. I overnevnte eksempel skal et vanlig boligbygg dimensjoneres for lav og middels duktilitet (DCL og DCM). Dimensjonering utføres i hht NS-EN 1998-1 som er oversatt til norsk og utgitt sammen med NA:2008 (National Annex), [1]. Standarden beskriver både beregning av påkjenninger fra jordskjelv og hvordan det skal dimensjoneres og sikres tilstrekkelig kapasitet i bygget. Standarden beskriver i detalj hvordan jordskjelvkraftene kan reduseres for middels duktilitet (dvs. valg av konstruksjonsfaktor  $q > 1,5$ ), men da må en rekke krav i hht NS-EN 1998-1, pkt.5-9 overholdes. Ved valg av  $q > 1,5$ , har vi mulighet til å redusere seismiske kreftene, som resulterer i slankere konstruksjoner og lavere materialforbruk, men på den andre siden kan kanskje føre det til økt tidsforbruk for prosjektering. Basert på beregningene utført på overnevnte eksempel, skal jeg foreta en økonomisk vurdering, dvs. utføre et overslag over material- og eventuelt tidsforbruk i forbindelse med dimensjonering for DCL og DCM.

I tillegg til overnevnte temaer vil også konstruksjonsanalyse behandles. I den sammenheng vil konstruksjonens egensvingningsperiode, stivhet og kraftfordeling vurderes. Videre vil teoretiske lastberegninger kontrolleres vha elementmetode baserte analyseprogram (se kap. 9).



### 1.3 Begrensninger

Oppgaven er tidsbegrenset og skal utføres i løpet av en tidsperiode som bestemmes av UiS. Grundig kontroll av alle konstruksjonsdelene og forbindelsene blir ikke utført, dvs. ved dimensjonering utføres kun kvalitativ kontroll av utvalgte kritiske elementer og forbindelser. Seismiske laster beregnes med utgangspunkt i egenvekten og nyttelasten som for bolig. Nyttelast fordeles på hele lastflaten (etasjeareal), uten å vurdere ugunstigste lastplassering.

### 1.4 Organisering av arbeid

Denne rapporten skrives samtidig som arbeidet med oppgaven foregår. Kapitlene er ordnet etter samme rekkefølge som arbeidet med oppgaven har foregått, hvor teorien behandles først. Teorien som benyttes i oppgaven, henvises til utover i rapporten.

Rapporten består av 10 kapitler og tilhørende underkapitler. Innledende kapittel skal gi leseren en kort og grunnleggende forståelse av begrep som gir forståelse for jordskjelv og måten de oppstår. Videre i kapittel 3 presenteres en grunnleggende dynamisk teori som gir grunnlag for konstruksjonsanalyse. Et viktig begrep innen jordskjelvdimensjonering, det så kalte spektra (elastisk, ikke elastisk, design...) presenteres i kapittel 4. Videre i kapittel 5, er viktige punkter i Eurokode 8 omtalt. Kapittel 6 handler om konstruksjonsanalyse, hvor viktige begrep som egensvingningsperiode og lastvirkning blir beskrevet. I kapittel 7 og 8 presenteres et sentralt tema i oppgaven, nemlig betong- og ståls mekaniske egenskaper og tverrsnittets elastisk og plastisk kapasitet samt duktilitet, konstruksjonsfaktoren og detaljering av konstruksjoner i hht Jordskjelvstandarden. I kapittel 9 er det et sammendrag av resultater av konkret eksempel presentert. Først utføres en grundig gjennomgang av krav og regler i hht standardene beskrevet. Videre vises resultatene for dimensjonering av konstruksjonen for lav og middels duktilitet (DCL og DCM), som også legges til grunn for en grov økonomisk vurdering mht tid og materialforbruk. Til slutt diskuteres alternative beregningsmetoder for å bestemme konstruksjonens respons presentert og diskutert. Oppgaven avsluttes en konklusjon som presenteres i kapittel 10.

## REFERANSER

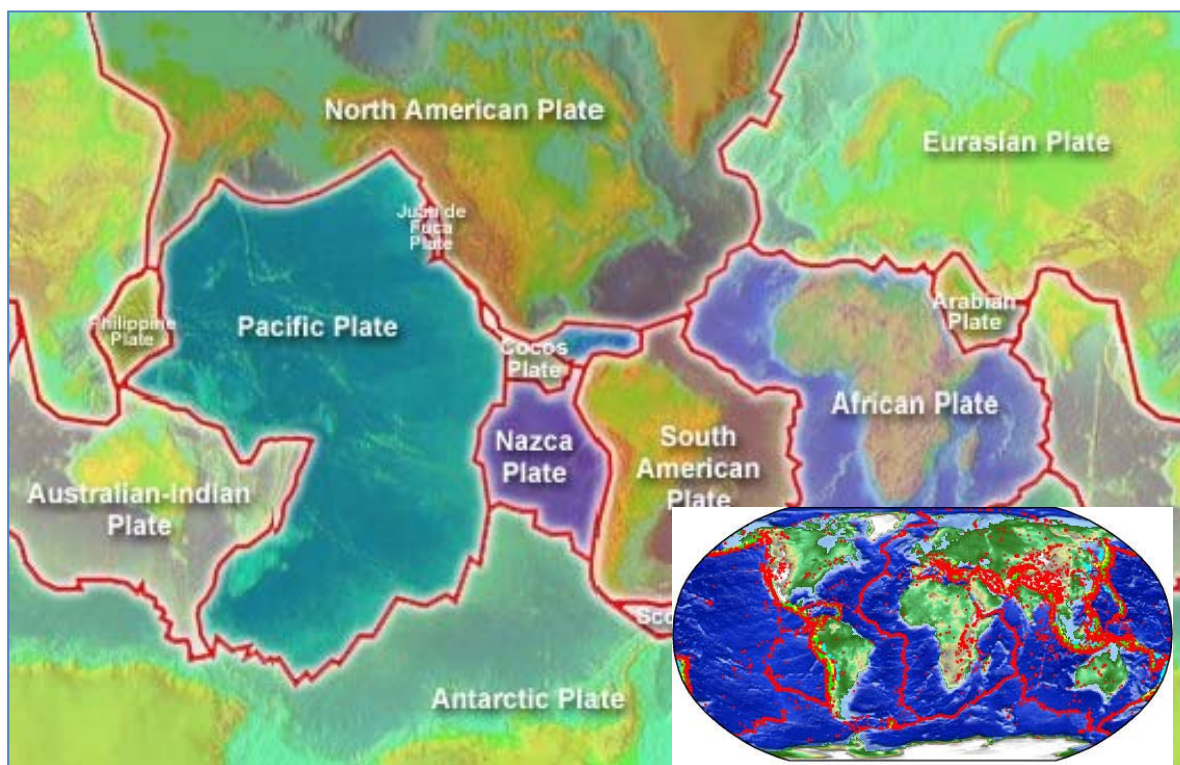
- [1] Eurokode 8, NS-EN 1998-1:2004+NA:2008. *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. Norge: Standard Norge.
- [2] NORSAR, (Norsar 2011a). Jordskjelv. *Jordskjelv i Norge*. Tilgjengelig fra <http://www.jordskjelv.no/jordskjelv/norge.html> [lest i januar 2011].
- [3] RIF, 2010. *Dimensjonering for jordskjelv: Veileder til NS3491-12 Laster fra seismiske påvirkninger*. Oslo: Rådgivende Ingeniørers Forening (RIF).
- [4] RIF Kursmateriell, 2010. Kursmateriell 2010. *Jordskjelvkurs 12-13 oktober 2010*. Oslo: Rådgivende Ingeniørers Forening (RIF).
- [5] National Geographic. Tilgjengelig fra <http://environment.nationalgeographic.com/environment/natural-disasters/earthquake-profile/> [lest i januar 2011].
- [6] NORSAR, (Norsar 2011b). Jordskjelv. *Vår dynamiske klode*. Tilgjengelig fra <http://www.jordskjelv.no/jordskjelv/tektonikk.html> [lest i januar 2011].

## 2. Jordskjelv generelt

I herværende kapittel henviser jeg enten direkte til relevant litteratur i teksten eller benytter referanser [x]. Referanseliste vist under gjelder for herværende kapittel (kap.2). Bildene vist i dette kapittelet er stort sett kopiert på internett fra jordskjelv i Europa, Asia og Amerika.

### 2.1 Innledning

Forskerne antar at jorden ble dannet for ca. 4.6 milliarder år siden. Jordens overflate var varm og flytende, men etter hvert kjølnet overflaten og jordskorpen ble dannet. Den solide jordskorpen som vi står på, består av en rekke enorme plater (syv store og en rekke mindre plater) som er i konstant bevegelse. Disse platebevegelsene som også kalles for platetektonikk, antas å være forårsaket av jordens varme kjerne, siterer NORSAR (Norsar 2011a): *"jordens varme kjerne fungerer som en enorm kokeplate, og varmen medfører at bergartene i mantelen beveger seg på samme måte som vannet i en gryte som nærmer seg kokepunktet"*. Det sier seg selv at tektoniske plater som ligger på mantelen, kan bevege i ukontrollerte retninger som fører til store påkjenningene langs plate-grensene. Figur 2.1 viser tydelig at områder langs plategrensene er områdene med høyest seismisitet.



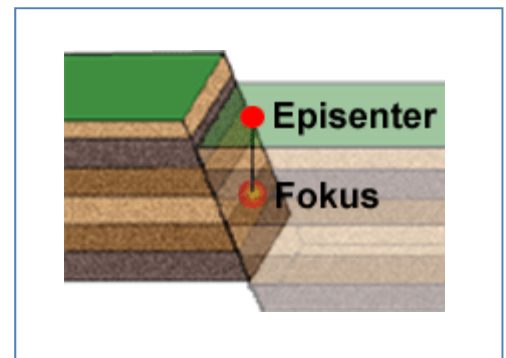
Figur 2.1 Jordens kontinentplater. Nederst vises jordskjelv med styrke fem eller større mellom 1973 og 2003. Plategrensene kan tydelig sees som mer eller mindre kontinuerlige bånd av jordskjelv, (Norsar, 2011a).

Siden jordskorpen er i konstant bevegelse, bygges det opp store spenninger i grensene mellom plater etter hvert som bergartens kapasitet overskrides. I det grunnens kapasitet overskrides glip-

per platene fra hverandre og den utløste energien (kraften) forplanter seg i form av bølger (svingninger) i den omkringliggende jordskorpen. Disse bølgene fører til rystelser (bevegelser) i jordskorpen og dette fører av og til til skader på konstruksjoner og mennesker. Etter at mesteparten av spenningen er utløst, kommer plategrensene til en ny stilling hvor spenningene starter å bygge seg opp på nytt, og etter en vis tid vil et nytt jordskjelv inntreffe.

Generelt kan jordskjelv formuleres som følger, siterer NORSAR (Norsar 2011b): *Med jordskjelv menes i utgangspunktet et plutselig brudd i jordskorpen av naturlig årsaker som er av en slik karakter at det sendes ut bølger i form av rystelser.* Disse rystelsene kan variere fra svært små til kraftige avhengig av avstanden til fokus. Det punktet på en forkastning der bruddet starter kalles for fokus eller hyposenter, mens punktet på overflaten som ligger rett over fokus, kalles episenter (se figur 2.2). Forkastningen er selve sprekken i skorpen hvor bevegelsen foregår. Bruddflatens størrelse og stivhet, gir også grunnlag for beregning av jordskjelvets styrke.

*Figur 2.2 Fokus (hyposenter) og episenter til et jordskjelv, (Norsar, 2011b).*

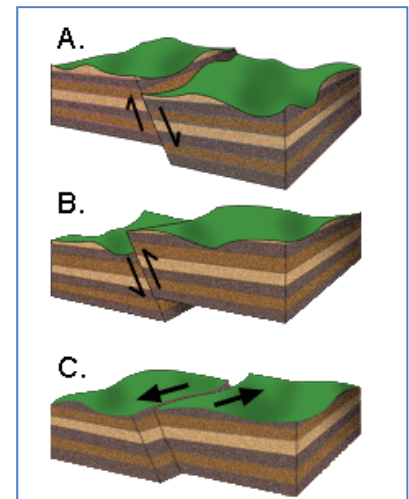


Jordskjelv kan utløses i alle dybder, og i følge NORSAR (Norsar 2011b) kan jordskjelvets dybde variere fra ca. 10km under dyphavet og opp mot 70km under de høyeste fjellene (ved destruktive plategrenser kan jordskjelv opptre helt ned til 700km). De fleste jordskjelv som oppleves i Norge har fokus dypere enn 10km, bortsett fra noen steder i Nord-Norge, Rogaland og på Østlandet.

## 2.2 Forkastninger

Sprekker i skorpen hvor bevegelsen foregår kalles forkastning. Teoretisk antas det at bevegelsene på forkastningen foregår i tre retninger, og bevegelsene kan deles i tre kategorier (se figur 2.3): normalforkastning, reversforkastning og sidelengsforkastning

- I tilfelle jordskjelvbevegelser fører til forlengelse i jordskorpen, kalles forkastningene for normalforkastninger (se delfigur A). I slike tilfeller blir skorpen utsatt for strekkpåkjenninger under jordskjelvsbevegelser.
- Reversforkastninger er det motsatte av normalforkastning, dvs. jordskorpen blir trykket sammen og blir kortere av bevegelsene (se delfigur B).
- Sidelengsforkastninger er vist på delfigur C. I dette tilfellet foregår bevegelsene sidelengs, høyrelengs og venstrelengs avhengent av bevegelsesblokkens retning.



Figur 2.3 Forkastningstyper, NORSAR (Norsar, 2011b).

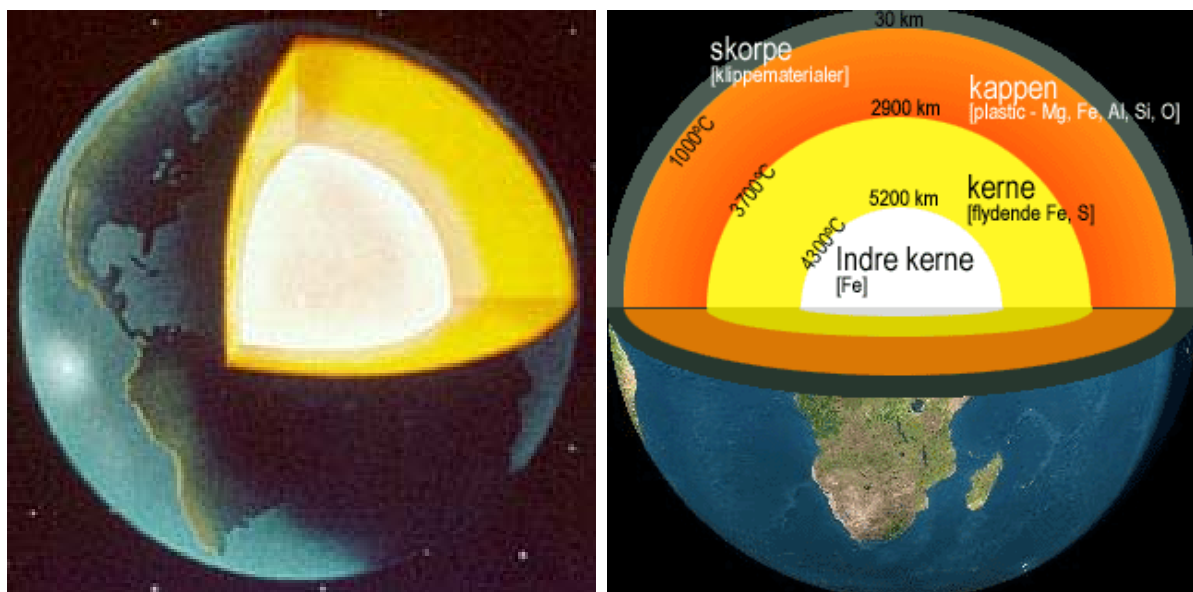
Her bør det nevnes at bevegelsene langs en forkastning som nevnt over er teoretiske og at det sjelden foregår i en retning. Vanligvis opptrer bevegelsene som kombinasjon av for eksempel normal og sidelengs eller revers og sidelengs. Jordskjelv som vi opplever i Norge forårsakes stort sett av revers eller sidelengs bevegelser, bortsett fra i Nordland og noen ganger i Rogaland og på Østlandet, hvor bevegelsene er tilnærmet normal.

## 2.3 Jordens oppbygning

Studier av jordens oppbygging er stort sett basert på indirekte metoder som for eksempel jordskjelvbølgenes forplanting gjennom de forskjellige lagene som jorden er bygget av. Bølgeforplantning gir også opplysning om materialenes egenskaper i forskjellige dybder. Studier som eksperimentale data, teoretiske betraktninger og supplert med geodetiske og magnetiske målinger og varmestrømmålinger har gitt verdifulle opplysninger om jordens sammensetting. Jorden er bygget opp av flere forskjellige lag som grovt sett kan deles inn i tre: jordskorpen, mantelen (kappen) og kjernen (se figur 2.4).

Jordskorpen er det solide ytterste laget som vi står på. Jordskorpen har en gjennomsnittstykkelse på ca.30-35km. Tykkelsen varierer og kan bli hele 60-70km under fjellkjeder, mens under dyphavene er tykkelsen ca.10km.

Under skorpen finner vi *mantelen* (kappen), som består av to deler: øvre del *lithosfæren*, og nedre del *astenosfæren*. Lithosfæren sprer seg ned til ca. 100-150 km dyp, og betraktes som en del av de tektoniske platene som beveger seg over den dypere delen av mantelen, astenosfæren. I astenosfæren er mantelen noe bløtere, dvs. at mantelens temperatur er tilnærmet lik bergartens smeltepunkt. Mantelen er plastisk og strekker seg ned til ca. 2900 km dyp. Inne i jordens senter finner vi kjernen som har en meget stor gjennomsnittlig densitet. Kjernen består av en ytre flytende del (ned til ca. 5150 km dyp), og en indre fast del (til jordens sentrum ca. til 6370 km dyp). Den gjennomsnittlige sammensetningen av jorden er vanskelig å anslå, men teoretisk sett antar man at jorden består av kjemiske stoffer som vist på figur 2.4 (høyre delfigur).



Figur 2.4 Jordens oppbygging, (delfigur til venstre, Norsar, 2011a; delfigur til høyre kopiert på internett).

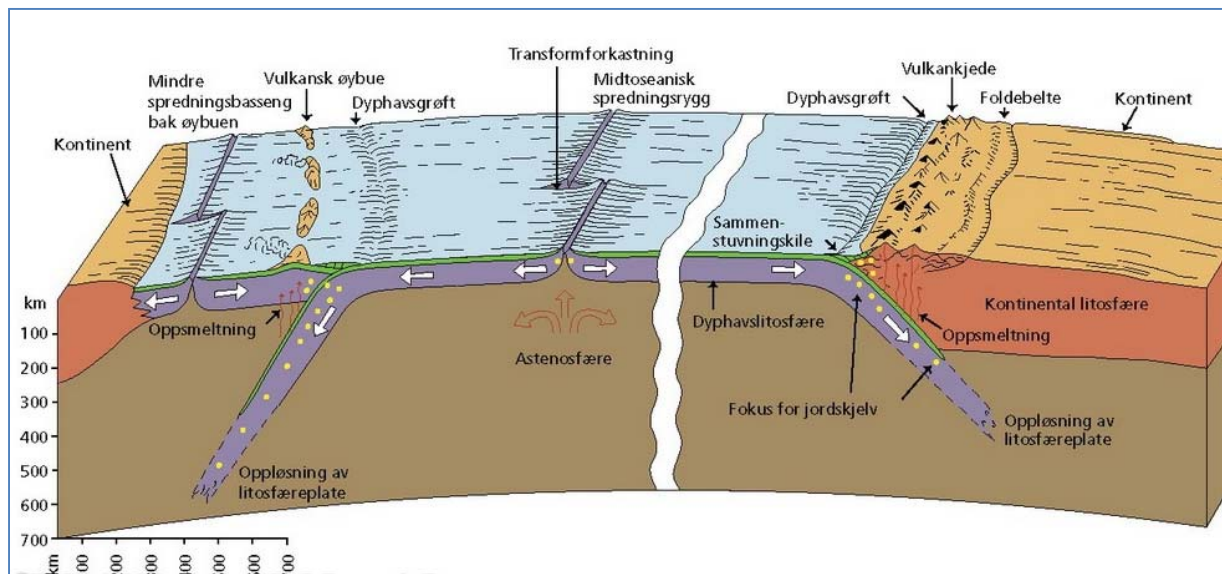
## 2.4 Platetektonikk

Teorien om kontinentaldrift ble for første gang lagt frem av den tyske geofysikeren Alfred Wegner på 1900-tallet. Det skulle likevel gå lang tid før Wegeners teori fikk interesse, helt til slutten av 1960-årene da teorien om havbunnsbredning og platetektonikk kom frem. Datidens undersøkelser av havbunnene i verdenshavene avslørte midthavsrygger, og en merket at havbunnskorpene var yngst nærmest midthavsryggene. Etter disse oppdagelsene fikk Wegners teori om platetektonikk støtte blant forskere som mente at strømmer i mantelen var hoveddrivkraften for platedrift. Det er bare en teori som ikke er sikker, og selv i dag ingen kan med sikkerhet si noe om platedriften, samtidig som mange undersøkelser viser at platenes tyngde bidrar til platebevegelsene.

Ifølge platetektonikken består jordoverflaten av små og store plater som beveger seg i forhold til hverandre. Fra figur 2.5 (figuren viser platetektoniske hovedtrekk) ser vi hvordan ny havbunnskorpe



dannes langs midthavsrygger samtidig som havbunnsedimenter sammen med havbunnsplaten synker ned i dypet (under kontinentplatene).



Figur 2.5 Platetektonisk hovedtrekk [3]

I platetektonisk teori skiller det mellom tre typer plategrenser: Konstruktiv plategrense (divergent), Destruktiv plategrense (convergent) og Sidelengs plategrense (transform).

### 2.4.1 Konstruktiv plategrense

Ved konstruktive plategrenser beveger platene seg bort fra hverandre, samtidig som ny plate dannes. Slike grenser er typiske for dyphavsrygger (se figur 2,5), som for eksempel ryggen som går langs hele Atlanterhavet. Konstruktive plategrenser er en av de viktigste drivkreftene bak platetektonikken.

Etter hvert som den nydannede havbunnskorpen beveger seg bort fra plategrensen blir kaldere og tyngre, samtidig som alderen øker, dvs. havbunnens eldste vulkanske bergarter finnes nær kontinentsokkelen. Mange jordskjelv (ikke de største) oppstår langs ryggen, men på grunn av at disse plategrensene stort sett er langt fra tettbeboede landområder, er skadene på konstruksjoner og mennesker minimale (et unntak er Island).

### 2.4.2 Destruktiv plategrense

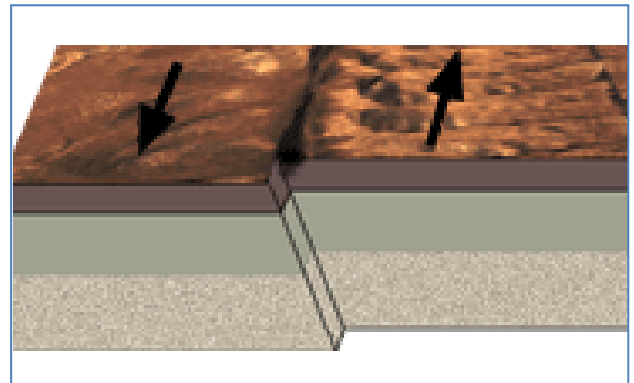
Ved konstruktiv plategrense dannes ny skorpe som presser den gamle skorpen mot destruktive plategrenser. Ved en destruktiv plategrense som for eksempel en havbunnskorpe og hvor et kontinent er involvert, vil havbunnskorpen presses ned under den andre kontinentplaten (subduksjons-

sone/underskyvning), noe som kan gi opphav til store jordskjelv (se figur 2,5). I følge NORSAR (Norsar 2011a) finnes en slik grense vest for Sydamerika, der også det største jordskjelvet vi kjenner til skjedde i Chile 1960.

Langs en destruktiv plategrense hvor to kontinenter møtes (kolliderer) presses massene opp og store fjellskjeder dannes (for eksempel Himalayene er resultat av kollisjon mellom det Indiske og Eurasiske platen). Ved slike plategrenser ligger jordskjelvets fokus grunnere en ca.30km, men i noen tilfelle kan jordskjelv ha fokus dypere (ned til 80km).

### 2.4.3 Sidelengs plategrense

Ved denne typen plategrense beveger to av jordskorpeplatene seg sidelengs i forhold til hverandre (se figur 2,6). Plategrensen av denne typen er San Andreas-forkastningen i California hvor Stillehavsplaten beveger seg nordover i forhold til den Nordamerikanske platen og forårsaker store og ødeleggende jordskjelv, bl.a. jordskjelvet utenfor San Francisco i 1906.



Figur 2.6 Sidelengs plategrense, NORSAR (Norsar, 2011a).

Andre typer platebevegelser som bør nevnes er bevegelser inn i platene. Bevegelsene (deformasjonene) inn i platene kan føre til moderate jordskjelv, og kan dukke opp overalt i verden. Jordskjelv av den typen opplever vi i Norge.

## 2.5 Seismiske bølger

En seismisk bølge er en bølge som beveger seg gjennom jorden, oftest forårsaket av en seismisk kilde. En seismisk kilde kan være: jordskjelv, eksplosjon eller andre prosesser som bølger i havet og vind. Seismiske bølger kan generelt deles i to typer bølger; rombølger (bølger som forplanter seg gjennom jorden) og overflatebølger (bølger som brer seg på overflaten), som igjen deles i under typer.

### 2.5.1 Rombølger

Rombølger er tredimensjonale bølger som beveger seg gjennom Jordens indre. Bølgene som utløses av seismiske kilder, kan i hovedsak deles i primære og sekundære bølger. Disse kalles P-bølger (trykkbølger) og S-bølger (skjærbølger) og skjematisk kan de fremstilles som vist på figur 2.7.

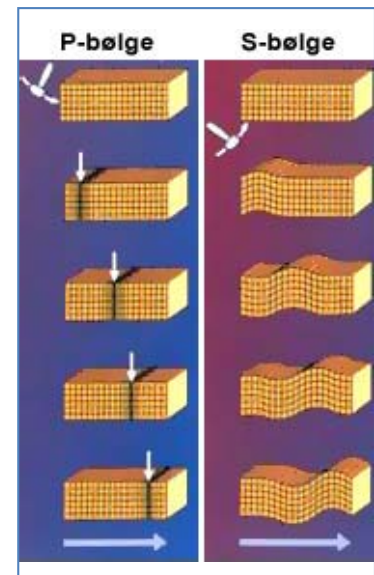


P-bølgene er *trykkbølger*, er de er jordskjelvbølger som forplanter seg gjennom alle typer medier.

P-bølgene sprer seg i alle retninger ved at bergartene trykkes sammen og utvides i bølgens retning (se figur 2.7). Primerbølgene beveger seg gjennom jorden med en hastighet som varierer fra 5,5 – 7,2km/s på jordskorpen, og opp til 13,7km/s i jordens indre.

S-bølger (skjærbølger) forplanter seg i alle retninger, og berggrunn beveger seg vinkelrett på bølgeretning (se figur 2.7). I motsetning til P-bølgene kan S-bølgene forplante seg kun i faste materialer (ikke flytende materialer). S-bølgene beveger seg med en hastighet som tilsvarer ca. 60% av P-bølgens hastighet.

Figur 2.7 Rombølger, NOR-SAR (Norsar, 2011c).

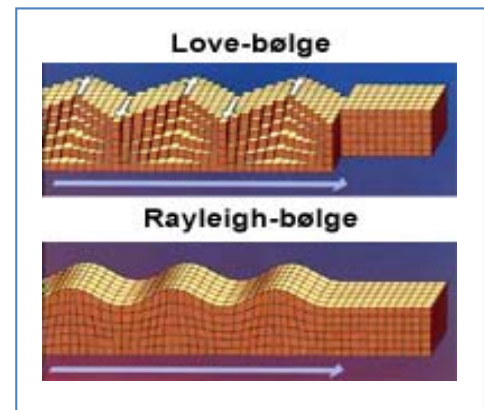


### 2.5.2 Overflatebølger

Overflatebølgene ligner på vannbølger, og brer seg langs jordoverflaten. Disse bølgene beveger seg saktere en rombølger, men på grunn av sin lav frekvens, lang varighet og stor amplitude, kan de være de mest ødeleggende seismiske bølgene. Overflatebølgene kan deles i to bølgetyper; Rayleing-bølger og Love-bølger (se figur 2.8).

Rayleigh-bølger ligner på vannbølger, og beveger seg vesentlig saktere enn rombølger. Love-bølger fører til at overflaten beveger seg på tvers av bølge-retningen, som vist på figur 2.8. Disse bølgene beveger seg med større hastighet en Rayleigh-bølgene (rundt 90 % av S-bølgens hastighet). I følge NORSAR (Norsar 2011c), kan overflatebølger forårsaket av store jordskjelv forplante seg opp til flere ganger rundt jorda.

Figur 2.8 Overflatebølger, NORSAR (Norsar, 2011c).



## 2.6 Lokalisering og måling av jordskjelv

Med lokalisering menes å bestemme posisjon, dyp og tid der jordskjelvet (eller en annen seismisk kilde) inntraff, NORSAR (Norsar, 2011d).

Lokalisering av jordskjelv kan enklest gjøres ved registrering av seismiske bølger ved minst tre målestasjoner. Selve lokaliseringen bestemmes ved en enkelt beregning, dvs. med kjent bølgehastighet og avstand mellom målestasjonene kan tiden beregnes og jordskjelvkilde lokaliseres. Jordskjelvslokaliseringen basert på denne enkle modellen kan utføres uten nøyaktig hastighetsmodeller eller klokke, og kan gjøres uten hjelp av dataverktøy. Lokaliseringens nøyaktighet er også avhengig av antall målestasjoner og spredning (avstand og retning) av stasjonene i forhold til jordskjelvets episenter. Beregningene og målingene er bundet med en viss usikkerhet som kan gi feil ved lokalisering av jordskjelv. For jordskjelv i Norge er det typisk en usikkerhet på 10 til 20 kilometer, avhengig av jordskjelvets størrelse og hvor i landet det er.

Beregning av jordskjelvets posisjon ut i fra registreringene på stasjonene, krever nødvendig kjennskap til bølgenes spredningshastighet gjennom de forskjellige materialene (materialene i grunnen). Som nevnt i forrige kapittel varierer bølgehastigheten med dybden, og dette må tas hensyn til ved lokalisering av jordskjelv. Variasjonen av bølgehastighet kan ivaretas ved hastighetsmodeller (en samling av hastigheter), enkle modeller som kun gir hastighet mot dyp, eller kompliserte 3D modeller som ivaretar hastighetsvariasjoner i alle retninger.

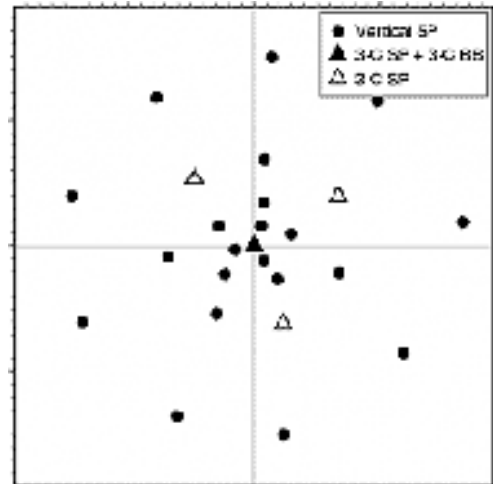
Det finnes globale og lokale (eller regionale) modeller som brukes for lokalisering av jordskjelv. Globale modeller brukes vanligvis for lokalisering av store jordskjelv og dekker hele jordskorpen ned til jordens sentrum. Lokale modeller brukes til lokalisering av mindre jordskjelv opp til 2000km avstand. Slike modeller rekker til noen hundre kilometer dyp.

I forbindelse med jordskjelvmåling og lokalisering bør det nevnes *seismisk arrayer* som på en måte er en seismisk stasjon med mange seismometre over et område fra noen hundre meter og opp til flere titalls kilometer. Seismiske arrayer gjør det mulig å forbedre lokaliseringen av seismiske hendelser på to måter: ved å legge sammen registreringene fra flere instrumenter vil en seismisk bølge lettere kunne oppdages, og man kan også måle retning og hastighet til en bølge. Dette muliggjør også helautomatiske lokaliseringer av jordskjelv og andre seismiske hendelser i tilnærmet sann tid.

I følge NORSAR (Norsar 2011c), ligger de (NORSAR) i verdenstoppen når det gjelder bruk og utviklingen av seismiske arrayer, og for tiden driver de tre slike arrayer på norsk jord (på Løten i Hedmark, ved Karasjøk i Finnmark (Figur 2,9) og på Spitsbergen). Disse stasjonene ble egentlig utviklet til å overvåke kjernefysiske prøvesprengninger (Prøvestansavtalen). Seismiske hendelser skal registreres og analyseres med høyest mulig nøyaktighet dvs. disse stasjonene skal gi mulig-

het til å skille seismiske bølger fra vanlige jordskjelv og bølger fra eventuelle prøvesprengninger. Dette er også til nytte for jordskjelvforskning.

Figur 2.9 De 25 seismometerplasseringene som utgjør ARCES-arrayen i Finnmark. Arrayen dekker et område på ca. 3x3 km, og er en av verdens beste til å registrere seismiske hendelser på avstander opp til ca. 3000 km, NORSAR (Norsar, 2011e)



### 2.6.1 Instrumenter

Måleinstrumenter som brukes for måling av seismiske bølger kalles for seismometer. En målestasjon som består av seismometer og system for utskrift eller lagring av registrerte data kalles for seismograf (det greske ordet *seismos* betyr jordskjelv).

For å kunne måle seismiske bølger kreves avanserte instrumenter. Den så kalte dynamikken i seismiske bølger (den enorme forskjellen mellom de svakeste og sterkeste bølgeene som skal registreres) var et av hovedproblemer for måleinstrumenter frem til 1970-1980 tallet. Variasjonen mellom de sterkeste og svakeste bølgeutslagene kan være enorme, for eksempel et lite jordskjelv på noen ti-hundretalls kilometer avstand fra en målestasjon kan gi utslag som kan måles i nanometer ( $1 \cdot 10^{-9}$  m), mens store jordskjelv, selv på mange tusen kilometer avstand kan gi utslag på flere centimeter (utslag fra for eksempel overflatebølger med lav frekvens). I følge NORSAR (Norsar 2011e), brukte man tidligere flere typer instrumenter som var følsomme for hvert sitt frekvensområde, for å løse dette problemet.

Utviklingen innen elektronikk i de siste 20-30 årene har gjort det mulig til å utvikle moderne instrumenter som kan måle alle typer seismiske bølger, dvs. at problemet med dynamikk er i praksis løst. Det finnes instrumenter som kan måle alt fra små frekvenser nær jordskjelv og sprengninger med frekvens opp til 100 Hz til tidevannskreftene med periode like under 12 timer (dvs. med frekvens  $2.3 \cdot 10^{-5}$  Hz).

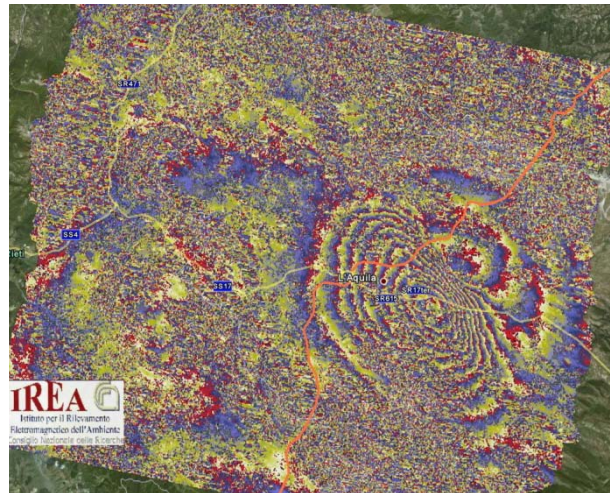
I motsetning til tidlige seismografer hvor målingene ble nedtegnet direkte på papir gjennom mekaniske innretninger, har moderne instrumentene mulighet til å lagre registrerte data på innebygget harddisk, som kan overføres elektronisk.

I et dokument publisert av European Space Agency (ESA) [7], viser det seg at forskere ved *Istituto per il Rilevamento Elettromagnetico dell' Ambiente (IREA-CNR)* og *Istituto Nazionale di Geofisi-*

ca e Vulcanologia (INGV) i Italia er godt i gang med å analysere bevegelsene som skjer i jordskorpa under og etter skjelvet, vha. satellittdata. Satellitter er utstyrt med en syntetisk apertur radar (SAR) som tar radarbilder over områder før og etter jordskjelv. Kombinasjon av to eller flere radarbilder av samme område (som er tatt før og etter jordskjelv) gir forskerne mulighet til å utføre svært presise målinger. Forskerne bruker en avansert teknikk for å finne forskjell mellom satellittbildene, som kalles for SAR Interferometri (InSAR).

Figur 2.10 viser et satellittbilde som viser jordskorpens dramatiske endringer etter jordskjelvet i L'Aquila, (i april 2009). Bildet ble tatt av ESAs radarsatellitt Envisat og den italienske romorganisasjonens satellitt COSMO-SkyMed.

*Figur 2.10 Satellittbilde (Interferogram) som viser endringer i jordskorpen etter jordskjelv i L'Aquila, (ESA Norge)*



## 2.7 Jordskjelvstørrelser og skader

Jordskjelv varierer enormt i størrelse (styrke), fra de minste som ikke merkes av mennesker, og til svært kraftige som fører til total ødeleggelse. I den sammenheng er magnitudeskala og intensitetskala to viktige begrep som brukes for å anslå jordskjelvets styrke.

### 2.7.1 Magnitude

Et jordskjelv frigjør enorme mengder energi. Magnitude er et tall som enkelt brukes til å måle energien som utløses ved et jordskjelv. Siden jordskjelv varierer så voldsomt i styrke, er magnitudeskalaen logaritmisk ( $\log_{10}(\text{Amplitude}) + \text{korreksjon for distanse og focal dybde}$ ), hvor økning med et trinn tilsvarer en økning i energi med en faktor på ca. 31. Et jordskjelv med styrke seks frigir omtrent 31 ganger så mye energi som et jordskjelv med styrke fem, og 1.000 ganger mere enn et jordskjelv med styrke fire. I følge NORSAR (Norsar 2011f) øker størrelsen på rystelsene med en faktor rundt 10 for hvert trinn.

Tabell 2.1 Jordskjelv virkning og styrke registrert per år, (GEO, UiB).

Beskrivelse	Magnitude	Gjennomsnittlig antall pr. år
Katastrofalt	$\geq 8,0$	1
Meget sterkt	7,0-7,9	18
Sterkt	6,0-6,9	120
Moderat	5,0-5,9	800
Svak	4,0-4,9	6200
Lite	3,0-3,9	49000
Veldig lite	2,0-3,0	ca. 365000
	1,0-2,0	ca. 3000000

Typiske jordskjelv med styrke 2 til  $\geq 8$ , og antall jordskjelv per år på verdens basis, er vist på tabellen over. Jordskjelv med styrke 1,0-3,0 er nesten ikke merkbare for mennesker, jordskjelv med styrke 8,0 utløser energi som tilsvarer verdens største kjernesprengning mens et jordskjelv med styrke 9,0 resulterer i store ødeleggelser. Her vil jeg også nevne at verdens største registrerte jordskjelv er målt til 9,5 i styrke, (Chile 1960), som i følge seismologer er også øvre grense for jordskjelv som kan forårsakes av bevegelser i jordskorpen.

Flere skalaer har blitt definert for å måle jordskjelvets styrke. De mest brukte magnitudeskalaene er: (1) lokale magnitude ( $M_L$ ), ofte referert til som "Richter magnitude," (2) *overflate-wave* magnitude ( $M_S$ ), (3) *body-wave* magnitude ( $m_b$ ), og (4) seismisk moment ( $M_w$ ). Magnitude 1-3 er begren-

set, og er ikke pålitelige målestørrelser for større jordskjelv. Magnitude ( $M_w$ ), er basert på seismisk moment konseptet, og kan anvendes for alle størrelser av jordskjelv. Ulempen med sistnevnte målemetode er at magnituden er vanskeligere å beregne.

Som nevnt over er Richter-magnitudo  $M_L$  den mest kjente typen magnitudo (også kalt Richter-tall). Richters skala er en logaritmisk lokalmagnitudeskala som ble etablert for å sammenligne styrken til jordskjelv i California. Den ble utviklet av Charles Francis Richter og Beno Gutenberg ved California Institute of Technology, USA, i 1935, NORSAR (Norsar 2011f). Richters skala baserer seg på største målte amplitude, målt på en Wood-Anderson seismograf, plassert i California og nøyaktig 100 km fra jordskjelvets episenter. Skalaen er logaritmisk, og definert slik at et jordskjelvoptak målt til  $M_L = 6.0$  på Richters skala har 10 ga større utslag på den registrerende seismograf enn et optak med  $M_L = 5.0$ , (Villaverde 2009, kap.5.5). Denne måten for styrkeberegning ble utviklet for å skille mellom de mange små skjelvne fra de få store i California på denne tiden. Den originale definisjonen av lokalmagnituden  $M_L$  på Richters skala er definert ved en enkelt logaritmisk ligning:

$$M_L = \log(A) - \log(A_0) + S \quad (2.1)$$

der  $A$  er største målte utslag målt i mm på en Wood-Anderson-seismograf plassert 100 km fra episentret,  $S$  er stasjonens korreksjonsfaktor og  $(-\log(A_0))$  er avstandskorreksjonsfaktor som er gitt ved:

$$-\log(A_0) = a * \log(R/100) + b * (R - 100) + 3 \quad (2.2)$$

$a$  og  $b$  er koeffisienter for geometrisk spredning og inelastisk demping,  $R$  er hyposenter avstand i kilometer. F. eks. for et vilkårlig jordskjelv er amplituden målt til 1,0mm i avstand 100km fra jordskjelvets episenter. Hvis vi setter korreksjonsfaktoren  $S=0$ , gir ligning 2.1 en jordskjelvstyrke  $M_L$  lik 3,0.

Ved beregning av lokalmagnituden  $M_L$  for andre regioner en sør California er det viktig at en må ta høyde for dempingdiferansene mellom regionene og være forsiktig ved å fastslå en referansedistans. Lokalmagnituden  $M_L$  er vanligvis målt der hvor  $S$  og  $L$ -bølgene er dominerende.

Richters skala har mange svakheter når det kommer til sammenligning av jordskjelvstyrker. Svakheterne kommer av at Richters skala bare tar utgangspunkt i en variabel. Det finnes ingen direkte sammenheng mellom Richters skala og jordskjelvets energi. Richters skala bryr seg bare om det største utslaget, og dermed vil et kort jordskjelv med ett stort utslag gi større magnitudo enn et langvarig jordskjelv med lavere maksimalutslag, selv om det kan frigjøres mer energi i det sistnevnte.

Richters skala egner seg ikke til å angi styrken på et jordskjelv over ca. 7,5 eller jordskjelv på over ca. 1000 km fra målepunktet, da forutsetningene for beregningene ikke er gyldige for store styrker



og avstander. Et jordskjelv kan ha flere forskjellige  $M_L$ . En seismograf plassert 100 km sør for episentret kan gi en helt annen graf enn en seismograf plassert nord for skjelvevet. Det kan skyldes jordskjelvets bruddretning, spesielle fjellformasjoner eller andre uheldige forhold, derfor innen seismologi finnes det en rekke andre metoder for å bestemme magnituden til et jordskjelv.

For større avstander til episenter der overflatebølgene blir dominerende, overflatemagnituden  $M_S$  er mer nyttig og stabil ved estimering av jordskjelvs størrelse. Overflatemagnitudo er gitt ved:

$$M_S = \log\left(\frac{A}{T}\right) + 1.66 * \log(\Delta) + 3,3 \quad (2.3)$$

der  $A$  er amplituden i mikroner,  $T$  er perioden i sekunder (vanligvis ca.20sekunder), og  $\Delta$  er episentrets avstand i grader (vanligvis 2 til 160 grader).

Body-wave magnitudo er basert på 1,0s P-bølger, og er definert ved:

$$m_b = \log(a/T) + Q(h, \Delta) \quad (2.4)$$

hvor  $a$  er amplitudo av P-bølger,  $T$  er periode og  $Q$  er empirisk korreksjonsfaktor.

Problemet med magnituder vist over er at ingen av dem har direkte tilknytning til energien som blir oppløst under jordskjelv. Thomas C. Hanks og Hiroo Kanamori, [11], publiserte et dokument den 10. Mai 1979, hvor sammenheng mellom momentmagnitudene  $M_L$ ,  $M_S$  og  $M_w$  ble vist. I følge, [11], det er mulig å estimere energi  $E_s$  som utløses ved jordskjelv, og viste sammenheng mellom  $E_s$  og  $M_0$  etter følgende uttrykk (de startet med seismisk energi  $E_s$  som er gitt ved):

$$E_s = (\Delta\sigma/2\mu) * M_0 \quad \rightarrow \quad E_s = (1/2 * 10^4) * M_0 \quad (2.5)$$

der  $\Delta\sigma$  er jordskjelvets slipp spenning,  $\mu$  er skjærmodulen og  $M_0$  er seismisk moment og beregnes ut i fra bølgeformens kvantitative analyse der en tar hensyn til frekvens og focal mekanisme.

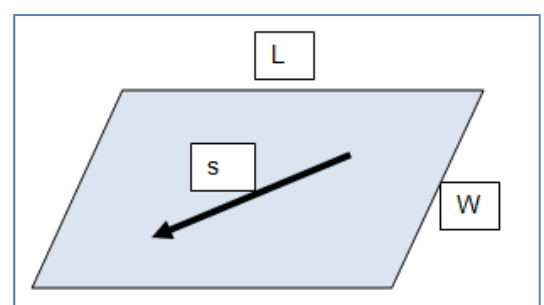
Seismisk moment  $M_0$  er definert som, (Villaverde 2009, kap.5.6.2):

$$M_0 = GAD \quad (2.6)$$

Der  $G$  er skjærmodul (tilnærmet kan denne settes lik  $3 \times 10^{10} \text{N/m}^2$ ,  $3 \times 10^{11} \text{dyn/cm}^2$ ),  $A$  er areal av glidning/feilflaten og  $s$  er midlere forskyvningsvektor av virkelige glidning (se figur 2,11).

Seismiske moment er ikke enkelt å løse som for eksempel Richter magnitudo, men den har direkte tilknytning til energien som utløses under jordskjelv, (Villaverde 2009, kap. 5.6.2).

Figur 2.11. Skjematisk fremstilling av glidning/ forskyvningsflate som gir grunnlag for beregning av seismisk moment. Arealet av glidningen settes lik flatens lengde x bredde ( $L \times W$ ).



Ved å basere på seismisk moment  $M_0$ , viser *Hanks og Kanamori [1979], [11]*, at forholdet mellom  $E_s$  og  $M_s$  kan skrives som:

$$\log E_s = 1,5 M_s + 11,8 \quad (2.7)$$

Videre viste [11] sammenhengen mellom  $M_w$  og  $M_0$ , ved å innsette  $E_s$  (ligning 2.5) i ligning 2.7. Siden  $M_w \approx M_s$  (tilnærmet lik) for jordskjelv med styrke  $M_s \lesssim 8,0$ , kan ligning 2.7 skrives som:

$$\log M_0 = 1,5 M_w + 16,1 \quad (2.8)$$

Det empiriske forholdet mellom  $M_0$  og  $M_s$ , for  $5,0 \lesssim M_s \lesssim 7,5$ , kan det skrives som:

$$\log M_0 = 1,5 M_s + (16,1 \pm 0,1) \quad (2.9)$$

Empirisk forholdet mellom  $M_0$  og  $M_L$  som ble definert av *Thatcher og Hanks [1973]*, og for  $3,0 \lesssim M_L \lesssim 7,0$ , kan skrives:

$$\log M_0 = 1,5 M_L + 16,0 \quad (2.10)$$

Så ut i fra ligning 2.8, 2.9 og 2.10, kan i følge [11] magnitudo  $M$  generelt skrives som:

$$M = \frac{2}{3} M_0 - 10,7, [dyn cm] \quad M = \frac{2}{3} M_0 - 6,06, [Nm] \quad (2.11)$$

Basert på observasjoner og empirisk definerte forhold mellom ligningene 2.7, 2.9 og 2.10, er magnitudo  $M$  definert av ligning 2.11 gyldig for  $3,0 \lesssim M_L \lesssim 7,5$ ,  $5,0 \lesssim M_s \lesssim 7,5$ , og  $M_w$  for større jordskjelv.

Variasjoner og størrelser av seismisk moment og magnituder ( $M_L$ ,  $M_s$  og  $M_w$ ) for jordskjelv i sør California i tidsperioden 1947 – 1973, er vist i tabellen 2.2. Tabellen er hentet fra [11]. For mer detaljert definisjon av seismisk moment og magnitudo henvises til [10] og [11].

Tabell 2.2 Sammenligning av  $M_L$ ,  $M_s$  og  $M$  for jordskjelv i sør California i tidsperioden 1947-1973, [11].

Dato	$M_0$ $\times 10^{25}$ dyn cm	$M_L$	$M_s$	$M(M_w)$
04.12.1948	1	6,5	6,5	6,0
21.08.1952	200	7,2	7,7	7,5
21.08.1952	3	6,4	-	6,3
29.08.1952	3	6,1	-	6,3
19.03.1954	4	6,2	-	6,4
09.04.1968	6	6,4	6,7	6,5
09.02.1971	10	6,4	6,6	6,6
21.02.1973	0,1	5,9	5,2	5,3



Det mest korrekte målet på en jordskjelvstyrke er *seismisk moment*  $M_0$ . Seismisk moment er en fysisk kvantitet og kan beregnes ut i fra bruddets flateareal (glidningsflatens areal ved fokus), dvs. den har direkte tilknytning til energien som utløses under jordskjelv. Som vi ser fra tabellen under er tallene for seismisk moment meget store, og regnes derfor om til *momentmagnitude* som er sammenlignbart med andre magnitudeverdier. Fordelen er at seismisk moment  $M_0$  og momentmagnitude  $M_w$  er konsistente mål på styrken for jordskjelv av alle størrelser.

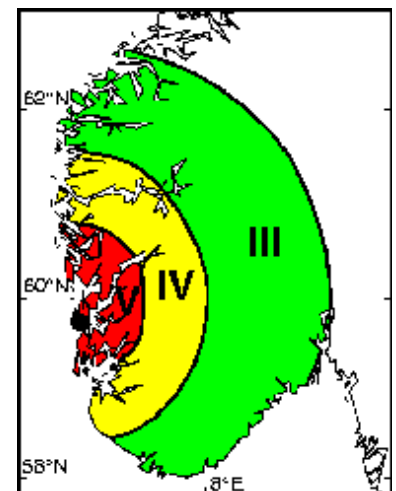
## 2.7.2 Intensitet

Magnitudeskalaene er ment å være et mål på energien som utløses i jordskjelvets sentrum. I mange tilfeller oppleves dette som misvisende, da den energien som utløses ved et jordskjelv ikke alltid tilsvarer graden av ødeleggelse. For å måle den opplevde styrken til et jordskjelv har det blitt utviklet intensitetsskalaer. Intensiteten til et jordskjelv vil avhenge av mange faktorer, bl.a. forkastningens orientering, bevegelsesretningen, jordskjelvets dyp og grunnforhold ved observasjonspunktet. Denne metoden er basert på observasjoner og ikke på nøyaktige målinger. Resultatene blir ikke så presise, men med mange nok observasjoner gir de mye nyttig informasjon om jordskjelvet. I følge NORSAR (Norsar 2011g), samles intensitetsobservasjoner inn fortsatt rutinemessig over hele verden, også i områder med et godt utbygd nettverk av målestasjoner.

Etter hva vi kjenner til ble intensitetskala for jordskjelv spesifisert og brukt tidlig på 1800-tallet. Intensitetsskalaen som vi bruker i dag er en 12-punkts skala som ble grunnlagt i 1912, og videreutviklet på 1930-tallet.

Etter at et jordskjelv har inntruffet, utføres observasjoner i området rundt jordskjelvets episenter, og på denne måten kartlegges det hvordan jordskjelvet ble merket i forskjellige områder. Basert på observasjonen kan jordskjelvets utbredelse presenteres i et kart som vist på figur 2.12, der overgang fra en skala til en annen merkes med grenser som kalles for *isoseismiske konturer*.

Figur 2.12 viser utbredelsen til observasjonene av intensitet V, IV og III etter jordskjelvet mellom Stord og Bømlo i august 2000 med styrke 4,5 (sort prikk). Jordskjelvets episenter er merket med svart punkt på figuren. Usikkerheten for lokalisering av jordskjelvets episenter er ganske stor pga. variasjoner i grunnforholdene, men det kan grovt sett anslås at episentret er midtpunktet dannet av konturene vist på figur.



Figur 2.12. Intensitetsskala rund episenter basert på observasjoner etter jordskjelvet mellom Stord og Bømlo i august 2000, NORSAR (Norsar 2011g).

I Norge bruker vi en intensitetsskala som heter EMS98 (Europeisk Makroseismisk Skala 1998), som er gitt i tabell 2.3. De laveste fem-seks trinnene baseres mest på hvordan mennesker oppfattet rystelsene, mens de sterkeste fem-seks trinnene hovedsakelig vurderes ut fra skader på bygninger og andre strukturer. Skjemaet som brukes til å rapportere jordskjelv er laget for å kunne tilegne et intensitetsnivå fra EMS98.

Tabell 2.3. Intensitetsskalaen, EMS98, NORSAR (Norsar 2011g).

<b>EMS98 intensitetsskala</b>		
<b>Intensitet</b>	<b>Navn</b>	<b>Beskrivelse av observasjoner (forkortet)</b>
I	Ikke merket	Ikke merket
II	Så vidt merket	Merket kun av svært få mennesker i ro innendørs.
III	Svak	Merket av noen innendørs. Personer i ro merker svaiing eller lette rystelser.
IV	Stort sett merket	Merket av mange innendørs, utendørs av få. Noen personer vekkes. Vinduer, dører og porselen skrangler.
V	Sterk	Merket av de fleste innendørs, utendørs av få. Mange vekkes. Noen blir redde. Bygninger ryster gjennomgående. Hengende gjenstander svinger betydelig. Små gjenstander flyttes. Dører og vinduer svinger opp eller igjen.
VI	Litt skadelig	Mange blir redde og løper ut. Noen gjenstander faller. Mange hus får mindre, ikke-strukturelle skader som hårfine sprekker i mur og små skader på murpuss.
VII	Skadelig	De fleste blir redde og løper ut. Møbler flyttes og mange gjenstander faller fra hyller o.l. Mange vanlige, velbygde bygninger får moderate skader: Mindre sprekker i vegger, murpuss løsner, skader på piper. Eldre bygninger kan få større sprekker i mur.
VIII	Svært skadelig	Mange får problemer med å holde seg oppreist. Mange hus får store sprekker i veggene. Noen vanlige, velbygde bygninger kan få alvorlige brudd i vegger. Noen svakere, eldre bygninger kan kollapse.
IX	Destruktivt	Generell panikk. Mange svake konstruksjoner kollapse. Selv velbygde konstruksjoner får alvorlige skader.
X	Svært destruktivt	Mange vanlige, velbygde bygninger kollapse
XI	Ødeleggende	De fleste vanlige, velbygde bygninger kollapse, noen jord-skjelvsikre konstruksjoner ødelegges.
XII	Totalt ødeleggende	Nesten alle bygninger ødelegges

### 2.7.3 Jordskjelvkatastrofer

Jordskjelv har vært årsak til noen av de verste naturkatastrofene med tanke på tap av menneskeliv og skader på infrastruktur. Vi kjenner til 14 jordskjelv de siste 2000 årene med over hundre tusen omkomne, og over 30 jordskjelv de siste 100 årene har hatt over ti tusen drepte. De fem mest destruktive jordskjelvene med tanke på menneskeliv som er gått tapt er:

#### **Shaanxi provinsen, Kina: 23.01.1556 (Figur 2.13)**

Det jordskjelvet som antas å være mest destruktive (med tanke på tap av menneskeliv) skjedde i Kina i år 1556. Det er anslått at opp mot 830 000 menneskeliv gikk tapt, [13]. Jordskjelvet skjedde om natten, og de fleste omkom idet husene raste ned over de sovende beboerne. Mange av de døde var bønder som bodde i kunstige huler i løsemasseplatåer som kollapset i løpet av ris-tingen. Byen Huaxian, nær episentret, ble fullstendig ødelagt og mer enn halvparten av innbyggerne ble drept. Jordskjelvets størrelse er ikke kjent, men ved hjelp av moderne estimater er jordskjelvets styrke anslått til ca. 8,0.

*Figur 2.13. Deformasjon av landoverflaten etter Shaanxi jordskjelvet, (bilde kopiert fra internett).*



#### **Tangshan, Kina: 27.08.1976 (Figur 2.14)**

Det verste jordskjelvet i 20. århundret skjedde også i Kina, i Tangshan-provinsen i 1976. Antall omkomne er antatt å være mellom 255 000 og 650 000, med ytterligere over 800 000 skadede [13]. Den store usikkerheten rundt dødsfallet skyldes den begrensede informasjonen som ble gitt ut av det kommunistiske regimet. Skjelvet hadde en styrke på 7,5 og skjedde like før kl-4.00 om morgningen, og fanget dermed mange mennesker i sengene sine. Fra bilde ser vi at ødeleggelsene var enorme. Etter jordskjelvet ble Tangshan ombygget og er nå hjem til over en million mennesker.

*Figur 2.14. Ødeleggelsene etter Tangshan jordskjelvet i 1976, (bilde kopiert fra internett).*



### **Sumatra (Deadly Tsunami): 26.12. 2004 (Figur 2.15)**

Jordskjelvet i Sumatra er det tredje største jordskjelvet i verden siden 1900, det målte 9,1 i styrke, [13]. Jordskjelvet forårsaket tsunamibølger som skyllet over øyene i Bengalbukta og kystområder i Indonesia, Malaysia, Thailand, India, Sri Lanka, Maldivene og så langt som til 14 land i Afrika.

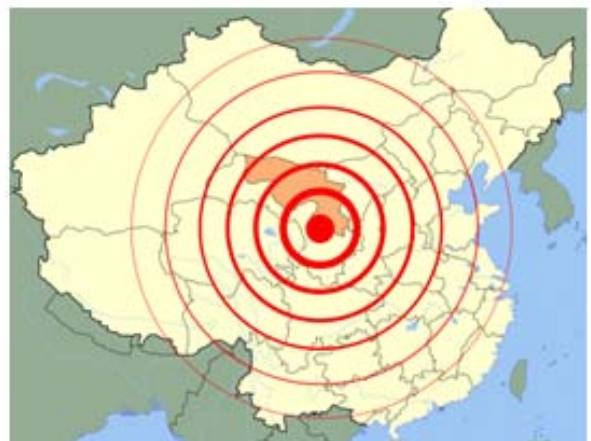
Til sammen omkom over 230 000 mennesker. Blant de døde var 84 nordmenn, 81 i Thailand og tre på Sri Lanka. Tragedien har resultert i en rekke tsunami varslingsstasjoner som skal varsle om fremtidige tsunamier.



*Figur 2.15. Sumatra jordskjelvet i 2004, (bilde kopiert fra internett).*

### **Haiyuan, Ningxia, Kina: 16.12.1920 (Figur 2.16)**

Jordskjelvet i Haiyuna, Ningxia skapte total ødeleggelse i flere byer. Jordskjelvet målte 7,8 i styrke og kunne føles fra Gule havet og til indre Mongolia, og var så kraftig at noen av elvene endret kurs som resultat av dette. Tallet på omkomne er anslått å være ca. 200 000, men i følge kinesiske myndigheter er tall på omkomne litt høyere. Jordskjelvbølgene hadde utbredelse over store avstander, og i følge US Geological Survey (USGS) [13], rystelser skapte bølger i to innsjøer i Vest-Norge.



*Figur 2.16. Jordskjelvet i Haiyuna, Ningxia i 1920, (bilde kopiert fra internett).*

### **Kanto, Japan: 01.09.1923 (Figur 2.17)**

Kanto jordskjelvet i 1923 skjede rund lunsjtiden og tok livet av ca. 142 800 mennesker, [13]. Skjelvet hadde en styrke på 7,9 på Richter skala, og ristingen av bakken varte opp til 10min. Skjelvet utløste store branner (den kjente Tokyo Brannen) hvor til sammen ca. 380 000 boliger brant ned i



Tokyo-Yokohama området. Ristelsene klarte å flytte en 93ton tung Buddha statue med over halv meter, og forårsaket en tsunamibølge på ca.10m. Fra bildene tatt rett etter jordskjelvet kan man se de enorme infrastrukturødeleggelsene.



*Figur 2.17. Ødeleggelsene etter Kanto jordskjelvet i 1923, (bilde kopiert fra internett).*

### 2.7.4 Skader på bygninger

Dynamiske påvirkninger som konstruksjoner utsettes for under jordskjelv er hovedgrunnen til konstruksjonsskader. Type av skader på bygninger er forskjellige og er avhengig av jordskjelvets styrke, grunnforholdene og konstruksjonens dyktighet til å motstå seismiske påvirkninger. Enkelte skader kan føre til at helle konstruksjonen kollapser (se figur 2.18), mens andre kun kan gi lokale skader. Andre jordskjelvsskader som bør nevnes er for eksempel utløsning av fjell-, jord- og leirskred i bratte skråninger, dambrudd i vannmagasiner osv.

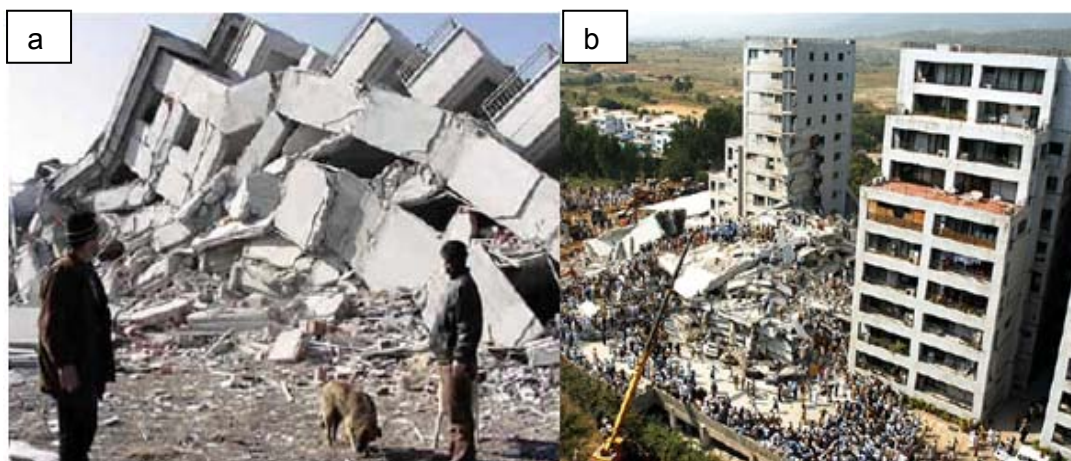
I etterfølgende underkapitler er det vist ved hjelp av bildefremstilling og tekst noen av de mest vanlige konstruksjonsskadene som en bygningsingeniør bør være obs på ved prosjektering av konstruksjoner.



Figur 2.18. Kollaps av bygninger, jordskjelvet i Izmir, Tyrkia 1999, [9].

### Lite armering på betongbygning

På figuren 2.19 ser vi en typisk bygningssammenrasning på grunn av lite armering i betong. Dette er en vanlig dimensjoneringsfeil dvs. bygninger dimensjoneres kun for statiske laster, uten å ta hensyn til dynamiske effekter.



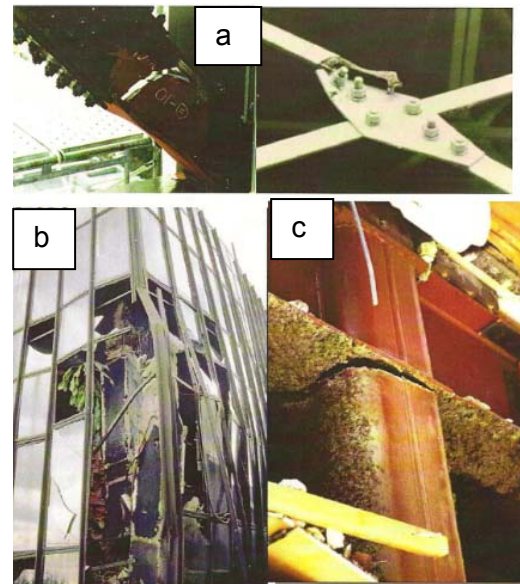
Figur 2.19. Typiske skader for betongbygninger, (RIF, 2010).

På figuren ser vi at jordskjelvsskadene kan ramme ulikt. Delfigur b viser en bygning som har rast rett ned, mens nabobygningene rett ved siden av står igjen. Brudd i konstruksjonen kan skyldes enten prosjektering eller utførelsesfeil. Betongbygning med lite duktil oppførsel (for lite armering) er vist på delfigur a.

## **Brudd i stål**

Skader på stålkomponenter er et vanlig syn etter store jordskjelv, spesielt knutepunkter er mest utsatt for brudd. Typiske brudd i stål er vist på figur 2.20 til høyre. Delfigur a viser eksempler på brudd ved knutepunkter (brudd i stegg, avskjæringsbrudd). Delfigur b viser en stålkonstruksjon med skader på fasade forårsaket av deformasjoner av konstruksjonen bæresystem. Delfigur c viser et typisk sprøtt brudd ved et knutepunkt (sveiser).

*Figur 2.20. Brudd i stålkomponenter, (RIF, 2010)*



## **Soft story**

Soft story er typiske for bygninger der stivheten i oppriss varierer (forskjellig stivhet i forskjellige etasjer). Slike bygninger er typisk parkeringshus og bolig/kontorbygninger med parkeringskjeller. Sammenras av soft story bygninger er vist på figur 2.21.



*Figur 2.21. Soft story, (RIF Kursmateriell, 2010)*

## **Jordskred**

Mange veier er bygd langs skråninger som ved jordskjelv utgjør stor fare for trafikanter. På figur 2.22 vises et slikt eksempel som skjedde i Niigata 2004 (Japan), der hele veien rasete ut i elven.

*Figur 2.22. Jordskred, (RIF Kursmateriell, 2010)*





### 2.7.5 Skader ved jordskjelv i Norge

Bygninger i Norge som er bygget før 2004 er ikke dimensjonert for seismiske laster. Ved et større jordskjelv kan dette få uønskelig konsekvenser og menneskeliv kan gå tapt. Skred forbindes ofte med store ulykker og katastrofer som fører til store tap av menneskeliv og materielle ødeleggelser.

I Norge har vi mange steder ustabile fjellpartier som over tid har hatt langsomme bevegelser av berggrunnen (kan rase ut ved jordskjelv). I Norge kan jordskjelv:

- Utløse ras av fjell, stein og jord
- Leiegrunn kan omdannes til flytende masser
- Tunneler kan bli fylt med vann
- Fasader kan falle ned
- Stive og monumentale bygninger kan få skader og brudd
- Høye bygg kan få store bevegelser

*Figur 2.23. Skader på norske bygninger, (RIF Kursmaterieell, 2010)*



## Referanseliste

- [1] NORSAR, (Norsar 2011a). Jordskjelv. *Vår dynamiske klode*. Tilgjengelig fra <http://www.jordskjelv.no/jordskjelv/tektonikk.html> [lest i januar 2011].
- [2] NORSAR, (Norsar 2011b). Jordskjelv. *Hva er et jordskjelv?* Tilgjengelig fra <http://www.jordskjelv.no/jordskjelv/jordskjelv.html> [lest i januar 2011].
- [3] NGF 2006. Jordskjelv. Platetektoniske hovedtrekk. Norsk Geologisk Forening (NGF), Tilgjengelig fra: [https://files.hfk.no/data/hfk/51331/ims\\_import\\_4/CM100224308/CM100224308\\_38113\\_2.html](https://files.hfk.no/data/hfk/51331/ims_import_4/CM100224308/CM100224308_38113_2.html) [lest i januar 2011].
- [4] NORSAR, (Norsar 2011c). Jordskjelv. *Seismologi, Seismiske bølger*. Tilgjengelig fra <http://www.jordskjelv.no/jordskjelv/bolger.html> [lest i januar 2011].
- [5] NORSAR, (Norsar 2011d). Jordskjelv. *Seismologi, Lokalisering*. Tilgjengelig fra <http://www.jordskjelv.no/jordskjelv/lok.html> [lest i januar 2011].
- [6] NORSAR, (Norsar 2011e). Jordskjelv. *Seismologi, Instrumenter*. Tilgjengelig fra <http://www.jordskjelv.no/jordskjelv/instrumenter.html> [lest i januar 2011].
- [7] ESA Norge. European Space Agency (ESA). ESA Lokal Informasjon Norge. Tilgjengelig fra [http://www.esa.int/esaCP/SEM968ANJTF\\_Norway\\_0.html](http://www.esa.int/esaCP/SEM968ANJTF_Norway_0.html) [lest i januar 2011].
- [8] NORSAR, (Norsar 2011f). Jordskjelv. *Størrelser, Magnitude*. Tilgjengelig fra <http://www.jordskjelv.no/jordskjelv/magnitude.html> [lest i januar 2011].
- [9] GEO. UiB. Norsk Nasjonalt Seismisk Nettverk. *Jordskjelv som naturfenomen*. Tilgjengelig fra <http://www.geo.uib.no/seismo/nnsn/naar-jorden-skjelver/content/no/earthquakes.html> [lest i januar 2011].
- [10] Villaverde. 2009. *Fundamental Concepts of Earthquake Engineering*. CRC Press. Taylor & Francis Group. London. UK.
- [11] Thomas C. Hanks & Hiroo Kanamori. 1979. *A Moment Magnitude*. U.S Geological Survey, Menlo Park, Clifornia 94025. Tilgjengelig fra: <http://www.gps.caltech.edu/uploads/File/People/kanamori/HKjgr79d.pdf>, [Nedlastet desember 2010]
- [12] NORSAR, (Norsar 2011g). Jordskjelv. *Størrelser, Magnitude*. Tilgjengelig fra <http://www.jordskjelv.no/jordskjelv/intensitet.html> [lest i januar 2011].
- [13] U.S. Geological Survey [USGS], 2010. Tilgjengelig fra: [http://translate.googleusercontent.com/translate\\_c?hl=no&langpair=en%7Cno&rurl=translate.google.no&u=http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/most\\_destructive.php&usg=ALkJrhg2VbR0Bv26LOHjzFXfJKkH2vllsw](http://translate.googleusercontent.com/translate_c?hl=no&langpair=en%7Cno&rurl=translate.google.no&u=http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/most_destructive.php&usg=ALkJrhg2VbR0Bv26LOHjzFXfJKkH2vllsw) [lest i desember 2010]
- [14] RIF, 2010. *Dimensjonering for jordskjelv: Veileder til NS3491-12 Laster fra seismiske påvirkninger*. Oslo: Rådgivende Ingeniørers Forening (RIF).
- [15] RIF Kursmateriell, 2010. Kursmateriell 2010. *Jordskjelvkurs 12-13 oktober 2010*. Oslo: Rådgivende Ingeniørers Forening (RIF).

## 3 Grunnleggende dynamisk teori

I herværende kapittel henviser jeg enten direkte til relevant litteratur i teksten eller benytter referanser [x]. Referanseliste vist under gjelder for herværende kapittel (kap.3). Figurer vist i dette kapittelet er stort sett kopiert fra referert litteratur eller hentet på internett.

### 3.1 Generelt

Formålet med dette kapittelet er å gi leserne et grunnleggende innblikk innen grunnleggende dynamikk. Energien som frigjøres under et jordskjelv forårsaker bevegelser i grunnen (gjennom bølger som vist i forrige kapittel), som utsetter konstruksjoner for laster. Disse påkjenningene danner et komplisert lastbilde i en konstruksjon, men kan beskrives (modelleres) ved hjelp av matematiske tilnærminger. Bygningskonstruksjoner består stort sett av flere etasjer og kan beskrives av systemer med flere frihetsgrads, som blir mer og mer kompliserte etter økt frihetsgrad. Før en begynner å jobbe med flere frihetsgradssystemer, er det viktig å ha kjennskap til de grunnleggende bevegelsesligningene for et enfrihetsgradssystem.

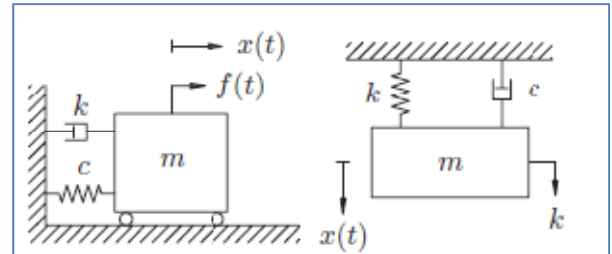
Normalt kalles et enfrihetsgradssystem for et SDOF-system (Single Degree Of Freedom -system) og flere frihetsgradssystemer MDOF-systemer (Multi Degree Of Freedom). I jordskjelv-sammenheng kan ofte bygningskonstruksjoner med flere frihetsgradssystemer tilnærmet beskrives ved generaliserte SDOF-systemer (systemer med lineær økende deformasjon langs konstruksjonens høyde), [2]. Ved bruk av generaliserte SDOF-systemer må bygninger tilfredsstille en del krav mht regularitet i hht. NS-EN 1998-1, [1], som vi skal se nærmere på i kapittel 6. Selve utledningen av den generaliserte bevegelsesligningen blir noe mer komplisert, men den gir oss mulighet til å analysere bygninger uten bruk av dataprogrammer.

Som nevnt over så er det mulig å beskrive et svingende massesystem ved bruk av bevegelsesligningen beskrevet ved lineær ordinær differensialligninger, der rent matematisk er mulig å løse. Disse differensialligningene er i stand til å beskrive et fysisk system på grunnlag av et idealisert system. Etterfølgende underkapitler vil kort omhandle formulering av SDOF -systemer, som kan benyttes til å beskrive enkle konstruksjoner (systemer). Først ser vi på løsning av grunnleggende udempede og dempede SDOF-systemer (se kap. 3.2-3.6). I kapittel 3.7 blir MDOF-systemer berørt uten å vise til utledning (dvs. bare henviser til relevant litteratur hvor teorien kan finnes).

### 3.2 SDOF-system

Et enkelt fysisk system kan beskrives som et SDOF-system. I det følgende er en enkelt søyle innspent i bunn betraktet. Systemet er mulig å ekvivalere til en idealisert matematisk modell, et SDOF-system (som illustrert på figur 3.1). Et SDOF-system er for eksempel karakterisert ved å bestå av kun en partikkel som har en frihetsgrad.

Figur 3.1, Eksempler på et idealisert enfrihetsgradssystem, (Singiresu, 2004).



Figur 3.1 illustrerer et lineært dempet SDOF-system. Massen er pålagt en fjær (stivhet  $k$ ) og en lineær viskøs demping ( $c$ ) og systemet er antatt å være lineært. Hastighet og akselerasjon er forutsatt å virke i samme retning som illustrert på figur 3.1. Systemets energiabsorpsjon er proporsjonal med hastigheten av massen og stivheten med forskyvningen av massen. Den lineære viskøse dempingen representerer absorpsjon av mekanisk energi, som omgjøres til varme når fjærens forlenges.

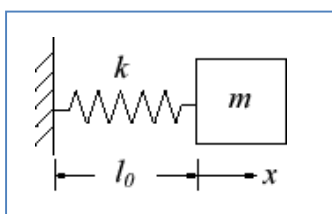
Bevegelsesligningen som beskriver et SDOF-system er gitt ved følgende uttrykk:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = f(t) \quad \text{for } t > 0 \quad (3.1)$$

Systemet beskrevet av ligning 3.1, betraktes som et dempet system. Ved et betraktet tilfelle med  $c = 0$ , er systemet karakterisert som udempet. For udempede systemer sees det bort fra spredningsenergi, som betyr at vi har energibevarelse i systemet. Hvis  $f(t) = 0$ , dvs. at systemet er fritt for ytre belastning, så er systemet karakterisert som et fri vibrasjonssystem. Forskyvning av massen og dermed det svingede systemet er kun forårsaket av startbetingelsene for tid  $t = 0$ , hvor massen er flyttet i avstand  $x_0$  i positiv retning. En slik SDOF-system er beskrevet som en enkelt udempet oscilator.

### 3.3 Egensvingning for udempet system.

Utleddning av ligningene vist under er basert på grunnleggende teori gitt i Singiresu 2005, (referanse [1]). Et udempet system med en frihetsgrad er vist på figur 3.2. På grunn av at systemet



er udempet vil vogna, dersom den blir satt i bevegelse, svinge i det uendelige om likevektspunktet.

Figur 3.2, Udempet et frihetsgradssystem, [5].

For et udempet system kan bevegelsesligningen 3.1 skrives som:

$$m\ddot{x} + kx = 0 \quad \text{for } t > 0 \quad (3.2)$$

Uttrykket (3.2) kan klassifiseres som homogen ordinær differensialligning med konstante koeffisienter. Ligning (3.2) kan skrives som:

$$\ddot{x} + \omega_0^2 x = 0 \quad \text{for } t > 0 \quad (3.3)$$

I ligningen (3.3) er  $\omega_0$  definert som den sirkulære egenfrekvens (eller naturlig frekvens), og er gitt av følgende uttrykk:

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3.4)$$

For ligningen (3.2) gjelder to antagelser for løsningen av den homogene differensialligning:

$$x = A \cos \omega t \quad \text{og } x = B \sin \omega t \quad (3.5)$$

Løsning antatt i ligning (3.5) er definert som harmonisk, og konstantene  $A$  og  $B$  er avhengig av initial betingelsene. Systemet er definert til å være lineært, hvor superposisjonsprinsippet er gjeldende, dvs. ligning (3.5) kan omskrives som:

$$x = A \cos \omega t + B \sin \omega t \quad (3.6)$$

Fra ligning (3.6) kan  $\dot{x}$  (hastigheten) defineres ved å derivere  $x$  med hensyn på  $t$ :

$$\dot{x} = -\omega A \sin \omega t + \omega B \cos \omega t \quad (3.7)$$

Konstantene  $A$  og  $B$  er ukjente og bestemmes fra initialbetingelsene for  $t = 0$ . Følgende er definert:

$$[x(0), \dot{x}(0)] = [x_0, \dot{x}_0] \quad (3.8)$$

Det problemet som er beskrevet er karakterisert som et startverdiproblem, og ved substitusjon av ligning (3.8) i ligning (3.6) og (3.7), får vi følgende:

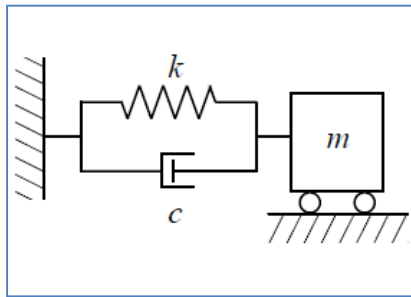
$$[A, B\omega] = [x_0, \dot{x}_0] \quad (3.9)$$

og ved substitusjon av ligning (3.9) i ligning (3.6), kan løsningen av ligning (3.2) skrives som:

$$x(t) = x_0 \cos \omega t + \frac{\dot{x}_0}{\omega_0} \sin \omega t \quad \text{for } t \geq 0 \quad (3.10)$$

### 3.4 Egensvingning for dempet system

Systemet vist på figur 3.3 er viskøst dempet system. Dempingskraften  $F_c$  er proporsjonelt med



hastigheten og kan uttrykkes som  $F_c = -c\dot{x}$  (negativ fordi den har motsatte retning i forhold til  $x$ ), hvor  $c$  er dempingskonstanten for viskøs demping,  $\dot{x}$  er hastigheten (første deriverte av avstand,  $x$  mhp tid  $t$ ).

Figur 3.3, Dempet et frihetsgradssystem, (Singiresu, 2004).

For dempede systemer er bevegelsesligningen (3.2) utvidet til:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad \text{for } t > 0 \quad (3.11)$$

Ligning (3.11) kan omskrives som:

$$\ddot{x} + 2\zeta\omega_0\dot{x} + \omega_0^2x = 0 \quad \text{for } t > 0 \quad (3.12)$$

Parameteren  $\zeta$  er karakterisert som dempingsforholdet mellom demping og kritisk demping, og defineres på følgende måte:

$$2\zeta\omega_0 = \frac{c}{m} \rightarrow \quad \zeta = \frac{c}{2\omega_0 m} = \frac{c}{2\sqrt{km}} \quad (3.13)$$

For ligning (3.11) er løsning gitt av ligning (3.6) ikke løsning til ligning (3.11), derimot er  $x = Ce^{st}$  en løsning.  $C$  og  $s$  er konstanter og må bestemmes. Ved substitusjon er følgende uttrykk bestemt:

$$mCs^2e^{st} + cCse^{st} + kCe^{st} = 0 \quad (3.14)$$

$$ms^2 + cs + k = 0 \quad (3.15)$$

Fra ligning (3.15), kan vi se at den karakteristiske ligningen kan løses enkelt ved:

$$\left. \begin{matrix} s_1 \\ s_2 \end{matrix} \right\} = -\frac{c}{2m} \pm \sqrt{\frac{c^2}{4m^2} - \frac{k}{m}} \quad (3.16)$$

Det er mulig å skrive løsningen til ligning (3.11) ved hjelp av superposisjonsprinsippet, slik at den generelle løsningen blir:

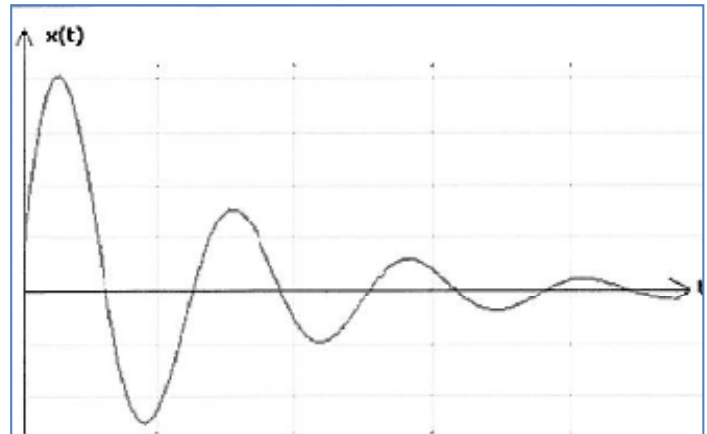
$$x(t) = C_1e^{s_1t} + C_2e^{s_2t} \quad (3.17)$$

Konstantene  $C_1$  og  $C_2$  kan bestemmes vha startverdibetingelsene. Formuleringen av løsningen (3.17) er ikke entydig, fordi verdiene under røttene i prinsippet har tre forskjellige verdier – null, positiv og negativ verdi. Tilfellene karakteriserer systemet som henholdsvis kritisk dempet,

overkritisk dempet og underkritisk dempet, hvor det sistnevnte tilfellet er viktigst i vår sammenheng. Dermed kan de tre tilfellene formuleres ved:

$$\begin{aligned}
 c = c_{cr} \wedge \quad \zeta &= 1 && \text{kritisk demping} \\
 c > c_{cr} \wedge \quad \zeta &\in [1, \infty] && \text{overkritisk demping} \\
 c < c_{cr} \wedge \quad \zeta &\in [0, 1] && \text{underkritisk demping}
 \end{aligned}
 \tag{3.18}$$

Grafisk fremstilling av svingebevegelsen til et system med underdempet demping er vist i figur 3.4. Massen svinger om likevektspunktet med avtagende amplitude for hver periode til systemet igjen er i likevekt (se figur 3.4).



Figur 3.4 Prinsippskisse for underdempet system, (Bilde kopiert på internett)

For det underkritiske tilfellet,  $c < c_{cr}$ , er det gitt at verdien under roten, ligning (3.17), er negativ, hvor røttene  $s_1$  og  $s_2$  til den karakteristiske ligningen er komplekse konjugerte, og ligning (3.16) kan omskrives:

$$\left. \begin{matrix} s_1 \\ s_2 \end{matrix} \right\} = -\frac{c}{2m} \pm i \sqrt{\frac{c}{2m} - \frac{k}{m}}
 \tag{3.19}$$

Røttene er videre gitt på formen,  $s_1 = \alpha + i\beta$  og  $s_2 = \alpha - i\beta$ . Her er det innført komplekse tall  $i = \sqrt{-1}$ , hvor følgende løsning er gitt i forhold til *Eulers formel*:

$$e^{it} = \cos t + i \sin t \Rightarrow$$

$$e^{i\beta t} = \cos \beta t + i \sin \beta t \wedge e^{-i\beta t} = \cos \beta t - i \sin \beta t
 \tag{3.20}$$

Ved substitusjon av de komplekse røttene, og ligning (3.20) innsatt i ligning (3.17), er følgende løsning for responsen gitt:

$$x(t) = e^{-\alpha t} (A \cos \beta t + B \sin \beta t)
 \tag{3.21}$$

Ved substitusjon av ligning (3.4), (3.13) og (3.19) i ligning (3.21) kan  $x(t)$  omskrives til:

$$x(t) = e^{-\zeta \omega_0 t} (A \cos (\omega_0 \sqrt{1 - \zeta^2} t) + B \sin (\omega_0 \sqrt{1 - \zeta^2} t))
 \tag{3.22}$$

Konstantene, A og B i ligning (3.22), kan bestemmes ut i fra initiale betingelsene:



ved  $x(t = 0)$ , i ligningen over ( $\sin(0) = 0$ ,  $e^0 = 1$ ) finner vi  $A = x_0$

ved  $\dot{x}(t = 0)$ , i ligningen over ( $\sin(0) = 0$ ,  $e^0 = 1$ ) slik at vi kan finne den andre ukjente

$$\text{konstanten } B = \frac{\dot{x}_0 - \zeta\omega_0 t}{\omega_0\sqrt{1-\zeta^2}}$$

Setter inn for konstantene i ligning (3.22), og forskyvningsresponsen,  $x(t)$  for den underkritiske dempende system SDOF-system blir:

$$x(t) = e^{-\zeta\omega_0 t} \left( x_0 \cos(\omega_0\sqrt{1-\zeta^2} t) + \frac{\dot{x}_0 - \zeta\omega_0 t}{\omega_0\sqrt{1-\zeta^2}} \sin(\omega_0\sqrt{1-\zeta^2} t) \right) \quad (3.23)$$

Setter inn for dempet periode  $\omega_d = \omega_0\sqrt{1-\zeta^2}$  i ligning (3.23) og løsningen av ligning (3.11) kan skrives som:

$$x(t) = e^{-\zeta\omega_0 t} \left( x_0 \cos(\omega_d t) + \frac{\dot{x}_0 - \zeta\omega_0 t}{\omega_0\sqrt{1-\zeta^2}} \sin(\omega_d t) \right) \quad (3.24)$$

### 3.5 Frekvens og periode

I det følgende er det kort redegjort for egenfrekvens og egensvingningsperiode. Begrepet periode i fysikken refererer til tiden en svingebevegelse bruker fra den er i en bestemt svingeposisjon, til den er i samme svingeposisjon neste gang. I vårt tilfelle er svingningsperioden definert ut i fra den sirkulære egenfrekvensen, dvs. perioden av svingebevegelsen er lik  $2\pi$ :

$$T = \frac{2\pi}{\omega_0} \quad (3.25)$$

For frekvens i Hz gjelder:

$$f = \frac{1}{T} = \frac{\omega_0}{2\pi} \quad (3.25.1)$$

I avsnitt 3.4 ble det introdusert dempede systemer, hvor definisjonen for den dempede egensvingningsperioden,  $T_d$ , er gitt som en harmonisk varierende faktor i uttrykket for den underkritiske dempede respons, ligning (3.22). Egensvingningsperioden for et dempet system ( $T_d$ ) er gitt av følgende uttrykk:

$$T_d = \frac{2\pi}{\omega_0\sqrt{1-\zeta^2}} = \frac{2\pi}{\omega_d} \quad (3.26)$$

I ligningen (3.26) er den sirkulære dempede egenfrekvensen gitt ved:

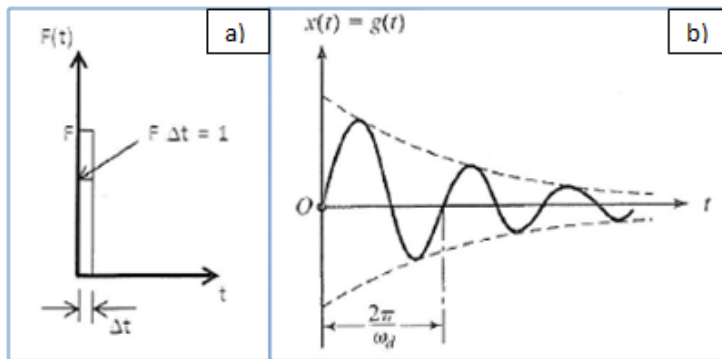
$$\omega_d = \frac{2\pi}{T_d} = \omega_0\sqrt{1-\zeta^2} \quad (3.27)$$

Ligningene (3.26) viser det grunnleggende prinsippet for beregning av egensvingningsperiode. I kapittel 6 er det vist noen forenklete metoder for beregning av egensvingningsperiode for

bygningkonstruksjoner (flere frihetsgradssystemer) etter NS-EN 1998-1, [6]. Bruken av forenklete metoder for beregning av byggets egenperiode setter visse krav i hht NS-EN 1998-1 som bygningkonstruksjonene må oppfylle (se kapittel 6).

### 3.6 Respons av underdempet system utsatt for impuleksitasjon

Denne metoden er utviklet til å analysere responsen av SDOF-systemer som utsettes for tidsvarierende laster. Først betrakter vi et enfrihetsgradssystem som utsettes for en impuls eksitasjon. Et system med viskøs demping utsatt for en enhetslast (enhetsimpuls),  $f = 1$ , ved tid  $t = 0$  er vist på figur 3.5.



Figur 3.5, SDOF-system utsatt for en impuleksitasjon; a) Enhetsimpuls, b) Respons som skyldes enhetsimpuls, (Singiresu, 2004).

Hvis  $\Delta t$  er mye mindre en systemets egensvingningsperiode, og dersom systemet er underdempet, så er løsningen av bevegelsesligningen gitt av ligning (3.23).

$$x(t) = e^{-\zeta\omega_0 t} \left( x_0 \cos(\omega_d t) + \frac{\dot{x}_0 - \zeta\omega_0 x_0}{\omega_0 \sqrt{1-\zeta^2}} \sin(\omega_d t) \right) \quad (3.23)$$

hvor:  $\zeta = \frac{c}{2m\omega_0}$ ;  $\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}}$ ;  $\omega_d = \omega_0 \sqrt{1-\zeta^2} = \sqrt{\frac{k}{m} - \left(\frac{c}{2m}\right)^2}$

Impulslast er definert som  $f = F\Delta t = m\dot{x}_2 - m\dot{x}_1$ , og med tanke på at  $F\Delta t = 1$ , får vi:

$$f = 1 = m\dot{x}(t = 0) - m\dot{x}(t = 0^-) = m\dot{x}_0 \quad (3.28)$$

med grensebetingelser:

$$x(t = 0) = x_0 = 0, \text{ og } \dot{x}(t = 0) = \dot{x}_0 = \frac{1}{m} \quad (3.29)$$

Innsetter grensebetingelsene og ligning (3.23) kan dermed reduseres til:

$$x(t) = g(t) = e^{-\zeta\omega_0 t} \frac{1}{m\omega_d} \sin \omega_d t \quad (3.30)$$

Ligningen (4.30) gir responsen for en enhetsimpulslast som virker på et system med en frihetsgrad. Denne funksjonen kalles impulsresponsfunksjon og betegnes med  $g(t)$ .

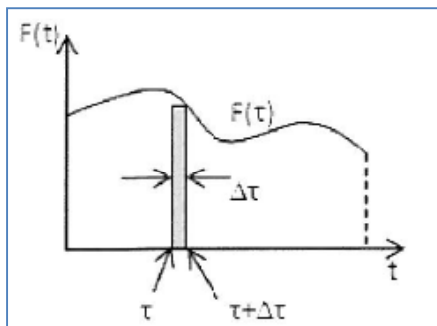
Dersom impulsstørrelsen er  $\hat{F}$ , så blir initial hastigheten,  $\dot{x}_0 = \hat{F}/m$ , og responsen av systemet kan omskrives som:

$$x(t) = g(t) = e^{-\zeta\omega_0 t} \frac{\hat{F}}{m\omega_d} \sin \omega_d t = \hat{F}g(t) \quad (3.31)$$

Hvis impulslasten,  $\hat{F}$  blir påført ved et vilkårlig tidspunkt  $t = \tau$ , vil denne impulsen endre hastighet med  $\hat{F}/m$ . Vi antar at  $x = 0$  inntil impulslasten blir påført. Endringen av hastigheten etter påføring av impulslasten ved  $(t - \tau)$  vil føre til at ligning (3.31) kan skrives som:

$$x(t) = Fg(t - \tau) \quad (3.32)$$

Nå kan vi se på en vilkårlig ytre kraft  $F(t)$ , som vist på figur 3.6. Den kraften kan anses som resultat av en serie impulsaster som virker med varierende størrelser. Ved tid  $\tau$  virker en kraft  $F(\tau)$  i systemet med en kort periode  $\Delta\tau$ . Impulsen som virker ved  $t = \tau$  er gitt ved  $F(\tau)\Delta\tau$ . Tiden som er gått mellom hver impulsastvirkning vil være  $t - \tau$ . Responsen av et system for denne impulsen er



som gitt i ligning (3.28) med  $\hat{F} = F(\tau)\Delta\tau$ .

$$x(t) = F(\tau)\Delta\tau g(t - \tau) \quad (43.33)$$

Figur 3.6 Respons av system utsatt for ytre kraft, (Singiresu S. Rao, 2004).

Total respons av systemet i løpet av tiden  $t$  kan finnes ved å summere alle responser på grunn av de enkle impulsene som virker i løpet av helle tidsvarigheten  $t$ .

$$x(t) \approx \sum F(\tau)g(t - \tau)\Delta\tau \quad (3.34)$$

Setter  $\Delta\tau \rightarrow 0$  og integrerer i stedet for å summere og får:

$$x(t) = \int_0^t F(\tau)g(t - \tau)d\tau \quad (3.35)$$

Ved å innsette ligning (3.31) i ligning (3.35) får vi:

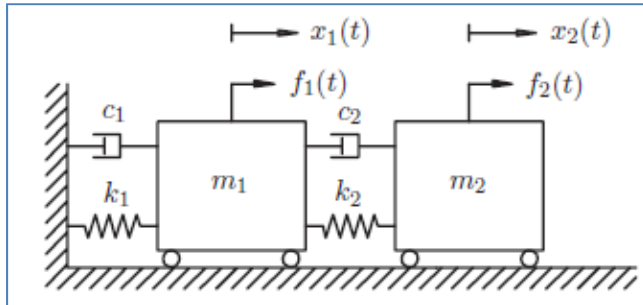
$$x(t) = \frac{1}{m\omega_d} \int_0^t F(\tau)e^{-\zeta\omega_0(t-\tau)} \sin\omega_d(t - \tau)d\tau \quad (3.36)$$

Ligning (3.36) gir respons for et underdempet SDOF-system med vilkårlig eksitasjon  $F(t)$ . Integralet i ligningene (3.35/36) kalles for *Duhamel integral*. *Duhamel integral* kan brukes til å beregne responsen av et underdempet system som er utsatt for eksitasjon av grunnen, med utgangspunkt i at systemet er utsatt for en kraft  $F(t)$ .

### 3.7 MDOF-system

De fleste av systemene som ingeniørene støter på til daglig arbeid består av flere (uendelige antall) frihetsgradssystemer. Løsningen av de ordinære differensialligningene som kreves for å beskrive et MDOF-system blir mer og mer kompliserte etter økt frihetsgrad.

MDOF-systemer kan generelt oppstilles analogt med SDOF-systemet beskrevet i kapitlene 3.2-3.6. Et klassisk MDOF-systemer kan fremstilles av n-masser knuttet med en lineær fjær og lineær viskøs demping. MDOF-system kan beskrives med utgangspunkt i figur 3.7. Fra figur 3.7 ser vi at



systemet er som et SDOF-system vist på figur 3.1, med en ekstra dimensjon i form av en ekstra masse, et nytt fjærelement og en ny viskøs demper.

Figur 3.7 Idealisert to frihetsgradssystem, (Singiresu, 2004).

For to frihetsgradssystemer (figur 3.7) som er utsatt for en ytre krefter  $f_1(t)$  og  $f_2(t)$ , kan systemets bevegelse beskrives av koordinatene  $x_1(t)$  og  $x_2(t)$ , som også definerer posisjonen til systemets masser  $m_1$  og  $m_2$  til hver tid  $t$ . Systemets bevegelsesligning kan oppstilles ved Newtons 2.lov og kan skrives som (antar  $m_1=m_2=m$ ):

$$m\ddot{x}_1 + (c_1 + c_2)\dot{x}_1 - c_2\dot{x}_2 - (k_1 + k_2)x_1 - k_2x_2 = f_1(t) \quad (3.37a)$$

$$m\ddot{x}_1 - c_2\dot{x}_1 + c_2\dot{x}_2 - k_1x_1 + k_2x_2 = f_2(t) \quad (3.37b)$$

Ligning 3.37a og 3.37b beskriver systemets 2.ordens differensialligning for hver av de to masser  $m_1$  og  $m_1$ . For systemer bestående av flere frihetsgradssystemer kan systemets bevegelsesligning oppstilles på følgende matriseform:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{f}(t) \quad (3.38)$$

System matrisene i ligningene over består av en  $n \times n$  matrise samt respons- og lastvektorer som har dimensjon  $n \times 1$ , hvor n representerer antallet av frihetsgrader.  $\mathbf{M}$  er diagonal massematrisse,  $\mathbf{K}$  og  $\mathbf{C}$  er henholdsvis symmetrisk stivhetsmatrisse og dempingsmatrisse. Matrisen og vektorene er gitt av følgende:

$$\mathbf{x}(t) = \begin{bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \\ \vdots \\ x_n(t) \end{bmatrix} \quad \mathbf{f}(t) = \begin{bmatrix} f_1(t) \\ f_2(t) \\ \vdots \\ f_n(t) \end{bmatrix} \quad (3.39a)$$

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} (m_1 & \dots & 0) \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & m_1 \end{bmatrix} \quad (3.39b)$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & \dots & 0 & 0 \\ -c_2 & c_2 + c_3 & \dots & & \\ \vdots & \vdots & \ddots & & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & \cdot & -c_n \\ 0 & 0 & \dots & -c_n & (c_n + c_{n+1}) \end{bmatrix} \quad (3.39c)$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & \dots & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & \dots & & \vdots \\ \vdots & \vdots & \ddots & & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & \cdot & -k_n \\ 0 & 0 & \dots & -k_n & (k_n + k_{n+1}) \end{bmatrix} \quad (3.39d)$$

Vi ser at løsningen av de ordinære differensialligninger som kreves for MDOF-system analyse blir kompliserte. Derfor velger vi ofte å bruke forenklede generaliserte SDOF-systemer eller dataverktøy for å analysere konstruksjoner med flere frihetsgrader. For detaljert beskrivelse og utledning av MDOF-systemer, henviser til Singiresu 2005, kap. 5 og 6, og Chopra 2001, kap.9, og Villaverde 2009, kap.10.

## REFERANSER

- [1] Singiresu S. Rao. 2004. *Mechanical Vibrations*. 4<sup>th</sup> edition. New Jersey: Person Education, Prentice Hall.
- [2] Chopra, Anil K. 2001. *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*. Second edition. New Jersey: Person Education, Prentice Hall.
- [3] Villaverde. 2009. *Fundamental Concepts of Earthquake Engineering*. CRC Press. Taylor & Francis Group.
- [4] Hugh D. Young, Roger A. Freedman. 2003. *University Physics*. 11<sup>th</sup> edition. New Jersey: Person Education, Prentice Hall.
- [5] SAM-Consult, tilgjengelig fra: <http://www.dredgingengineering.com/science/Dynamics/0503%20-%20Frame.htm>, [lest i desember 2010].
- [6] Eurokode 8, NS-EN 1998-1:2004+NA:2008. *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. Norge: Standard Norge.



## 4. Responsspektra

I herværende kapittel henviser jeg enten direkte til relevant litteratur i teksten eller benytter referanser [x]. Referanselisten vist under gjelder for herværende kapittel (kap.4). Bildene/figurer vist i dette kapittelet er stort sett kopiert fra referert litteratur eller internett.

### 4.1 Innledning

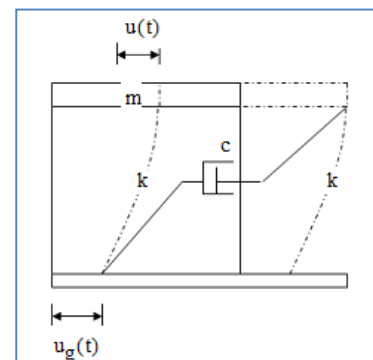
Dimensjonering av konstruksjoner for seismiske påkjenninger utføres på grunnlag av parametre som karakteriserer grunnbevegelsene på en fornuftig måte. Opptak fra akselerograffer (akselerogramer) viser at forskjellige jordskjelv forårsaker grunnbevegelser med forskjellige karakteristiske egenskaper (varighet, dominerende periode og intensitet av grunnbevegelsen). For jordskjelvdimensjonering er vi bygningsingeniører interessert i de parametrene som på best mulig måte beskriver og karakteriserer grunnbevegelsene for forventede fremtidige jordskjelv. Roberto Villaverde 2009, kap.6.1, (videre i dokumentet bruker bare Villaverde 2009 eller referansenummer [1]), presiserer at per dags dato finnes det ikke tilgjengelig parametre som kan beskrive fremtidige jordskjelv for et bestemt område. Det innebærer at akselerogramer fra tidligere jordskjelv ikke kan benyttes til å beskrive fremtidige jordskjelv selv om de har skjedd i samme område. Det skyldes at jordskjelvs karakteristiske egenskaper som varierer fra et jordskjelv til et annet.

For ingeniørmessige formål kan grunnbevegelsene karakteriseres på en annen og mer meningsfull måte ved hjelp av såkalte responspektrum parametre, dvs. at responspektrum for grunnens akselerasjon er et uttrykk som benyttes til å karakterisere jordskjelvbevegelsene for et bestemt punkt på overflaten. Respons spektrum metoden ble introdusert i 1926, av et instrument laget av K.Suyohiro ved Tokyo universitet, og siden da har responspektret vært så nyttig innen jordskjelvanalyser at de fleste av jordskjelvstandarder verden rundt, anbefaler (benytter) responspektrum som grunnlag for beregning av seismiske laster. Forskning innen dette feltet har pågått i lang tid siden spektra ble introdusert, slik at dagens grafiske fremstillinger av responspektrum som benyttes av jordskjelvstandardene beskrives av matematiske ligninger som ivaretar faktorer som påvirker grunnbevegelsene; f. eks. geologiske, topografiske og lokale grunnforhold.

### 4.2 Definisjon av respons spektrum

Konseptet med responspektrum kan introduseres ved et SDOF-system med masse  $m$ , stivhet  $k$  og dempingskonstant  $\zeta$  som vist på figur 4.1.

Figur 4.1 SDOF-system utsatt for baseeksitasjon.



La  $t$  representere tiden,  $u_g(t)$  er forskyvningen av grunnen i forhold til opprinnelig rammeposisjon,  $u(t)$  er den relative forskyvningen av konstruksjonens masse i forhold til base. Den totale forskyvningen av konstruksjonens masse i forhold til opprinnelig rammeposisjon blir  $y(t) = u_g(t) + u(t)$ .

For systemet vist på figur 4.1 kan bevegelsesligningen skrives som:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (4.1)$$

Som vist i kapittel 3 er den sirkulære natural frekvensen  $\omega_n = \sqrt{k/m}$ , dempingsforholdet  $\zeta = c/2\omega_n m$  og den dempede naturlige frekvensen  $\omega_d = \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2}$ .

Innsetter for  $\omega_n$ , og  $\zeta$  og bevegelsesligning kan skrives som:

$$\ddot{u}(t) + 2\omega_n \zeta \dot{u}(t) + \omega_n^2 u(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (4.2)$$

Ut i fra disse forutsetningene kan vi se at Duhamel's integralet (se kapitel 3) kan benyttes til å løse ligning (4.2). Setter null for initial betingelsene og den relative forskyvningen kan skrives som:

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_d} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\zeta \omega_n (t-\tau)} \sin \omega_d (t-\tau) \Delta \tau \quad (4.3)$$

Ligningen over har en maksimal relativ forskyvning gitt ved:

$$\max |u(t)| = SD(\omega_n, \zeta) = \max \left| -\frac{1}{\omega_d} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\zeta \omega_n (t-\tau)} \sin \omega_d (t-\tau) \Delta \tau \right| \quad (4.4)$$

som betegnes med  $SD(\omega_n, \zeta)$ . På samme måte kan maksimal relativ hastighet  $SV(\omega_n, \zeta)$ , og relativ akselerasjon  $SA(\omega_n, \zeta)$  defineres ved å ta første og annen deriverte av ligning (4.4).  $SV(\omega_n, \zeta)$  og  $SA(\omega_n, \zeta)$  er gitt av følgende ligninger:

$$\max |\dot{u}(t)| = SV(\omega_n, \zeta) = \max \left| -\int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\zeta \omega_n (t-\tau)} \left[ \cos \omega_d (t-\tau) + \frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sin \omega_d (t-\tau) \right] \Delta \tau \right| \quad (4.5a)$$

$$\max |\ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t)| = SA(\omega_n, \zeta) = \max \left| -\int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\zeta \omega_n (t-\tau)} \left[ \left(1 - \frac{\zeta^2}{1-\zeta^2}\right) \sin \omega_d (t-\tau) + \frac{2\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \cos \omega_d (t-\tau) \right] \Delta \tau \right| \quad (4.5b)$$

ved derivasjonen av de to siste ligninger er det antatt at for hver funksjon  $f(\tau, t)$  gjelder:

$$\frac{d}{dt} \left[ \int_0^t f(\tau, t) \Delta \tau \right] = \int_0^t \frac{\partial f(\tau, t)}{\partial t} \Delta \tau + f(\tau, t) \Big|_{\tau=t} \quad (4.6)$$

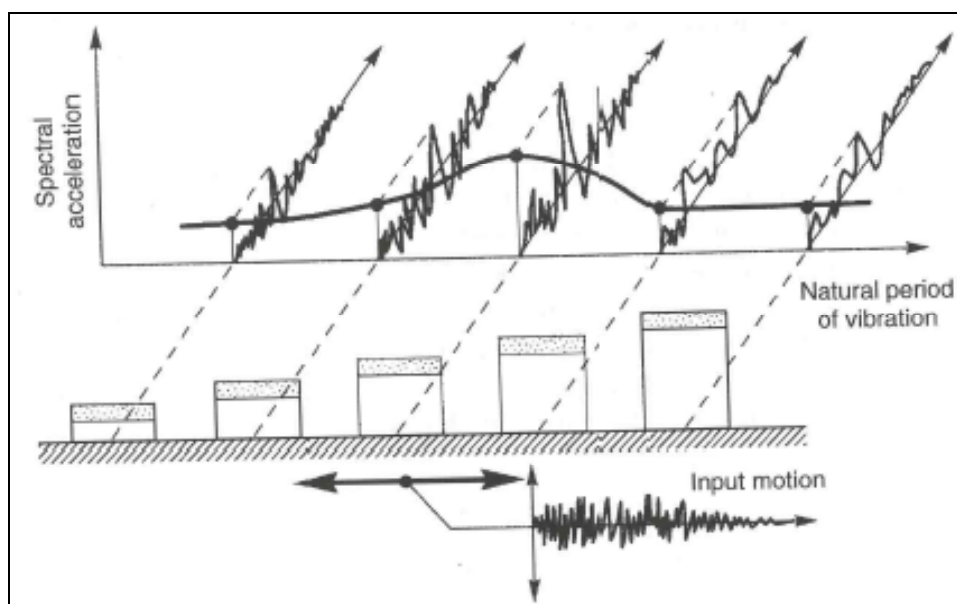
Ut i fra ligningene 4.4, 4.5a og 4.5b kan vi se at responsen av et SDOF-system utsatt for grunnbevegelser, gitt ved relativ forskyvning, relativ hastighet og absolutt akselerasjon, er avhengig av kun to parametre: udempede naturlige frekvens og dempingsforhold.

For en typisk grunnakselerasjon, kan responsnivået for et sett av forskjellige konstruksjoner fremstilles av en kurve som beskriver variasjonen av respons i forhold til konstruksjonens naturlige

frekvens og dempingsforhold. Disse kurvene kalles for respons spektrum, og ordinatene i disse kurvene kalles for spektrale ordinater. Skjematisk fremstilling av respons spektrum konseptet er vist på figur 4.2.

For en typisk konstruksjon med frekvens  $\omega_n$  og dempingsforhold  $\zeta$ , kan en bestemme tidshistorie responsen for konstruksjonen i forhold til grunnbevegelsen ved å velge den maksimale verdien av respons, ut i fra tidshistorie grunnakselerasjon (input motion i figur 4.2).

For en tidshistorie grunnakselerasjon kan respons spektra fremstilles med en graf som varierer i forhold til natural frekvens (natural periode) og dempingsforhold. Hvis øvrig respons som betraktes er en absolutt akselerasjon, da kan responsspektrum betegnes som *akselerasjon responsspektrum*. På samme måte hvis respons som betraktes er relativ hastighet eller relativ forskyvning, kan responsspektrum betegnes som *hastighet responspektrum* henholdsvis *deformasjon responspektrum*. Tradisjonelt er respons spektrum fremstilt i en graf med flere kurver for forskjellige dempingsforhold, der horisontalaksen representerer enten natural frekvens eller natural periode.



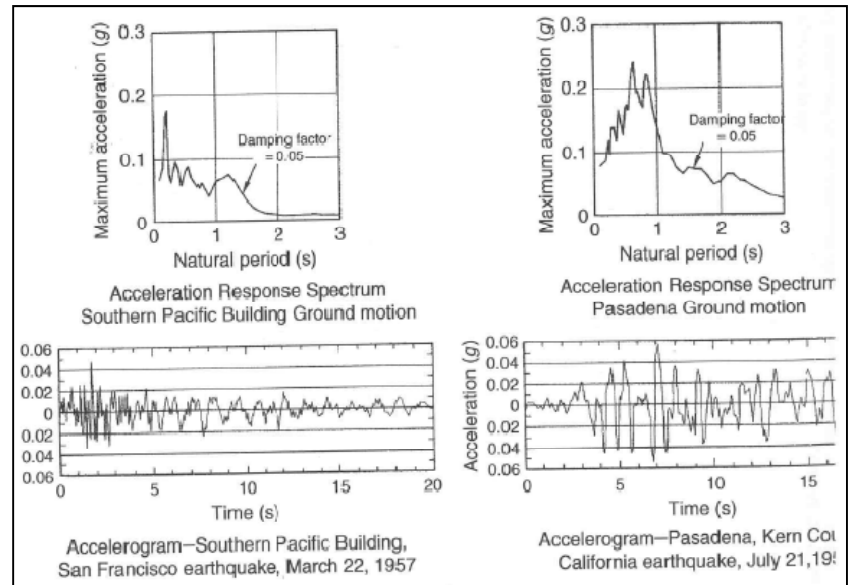
Figur 4.2 Skjematisk fremstilling av respons spektra, (Villaverde, 2009)

### 4.3 Respons spektrums viktighet

Responsspektrum er et praktisk verktøy for vurderingen av konstruksjonens respons forårsaket av grunnbevegelser, dvs. responspektrum er et viktig verktøy som brukes til å estimere konstruksjonens maksimale respons. For en gitt grunnakselerasjon, gir responsspekteret oss mulighet til å identifisere hvilke konstruksjoner som blir mest utsatt for seismiske påkjenninger. Til tross for at responspekteret er definert (begrenset) for SDOF-systemer, kan det likevel enkelt brukes til å beregne maksimal respons for MDOF-systemer (se Villaverde 2009, kap.10).

Studier viser at akselerogramer (opptak) av tidshistorier for jordskjelvbevegelser blir sterkt påvirket av faktorer, som topografiske og lokale grunnforhold. Det innebærer at formen på responsspektrum som er definert på grunnlag av maks grunnakselerasjon blir betydelig påvirket av slike forhold (se kap.4.8).

Figur 4.3 Akselerogram og korresponderende respons spektra for to grunnbevegelser med tilnærmet lik grunnakselerasjon, (Villaverde 2009)



For forskjellige grunntyper med tilnærmet lik grunnakselerasjon kan formen på responsspekteret se helt ulike ut (se f.eks. figur.4.3). Siden responsspekter kan benyttes for å karakterisere grunnbevegelsene forårsaket av jordskjelv, kan variasjonene på grunn av overnevnte forhold evalueres ved å sammenligne deres responsspektrum.

Figur 4.3 viser et eksempel på to forskjellige grunntyper med korresponderende respons spektra. Vi kan se at begge målingene viser omtrent den samme grunnakselerasjon men tilhørende responsspektrum er helt ulikt. Ved å sammenligne disse to spektra, kan vi se at disse kan gi forskjellige effekter på konstruksjoner, dvs. at responsspektrum har sine svakheter. Konseptet med responsspektrum gi gode tilnærmede resultater og er basis for mange jordskjelvstandarder og analyse metoder for dimensjonering av bygninger for seismiske lastvirkninger.

#### 4.4 Pseudo-spektra

Spektral respons kan fremstilles på en alternativ og mer praktisk måte, med såkalte tetralogarithmisk (4-veis logaritmisk) plot. Hastigheten som korresponderer med den antatte (ikke virkelige) bevegelsen til systemet kalles for *pseudohastighet* og kan skrives som:

$$PSV(\omega_n, \zeta) = \left| \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\zeta \omega_n(t-\tau)} \sin \omega_d(t-\tau) \Delta \tau \right|_{max} \quad (4.7)$$

for små dempingsforhold, kan relasjonen mellom spektral hastighet, spektral akselerasjon og spektral forskyvning (se ligning 4.4, 4.5a og 4.5b) skrive som:

$$SA(\omega_n, \zeta) \approx \omega_n PSV(\omega_n, \zeta) \quad (4.8)$$

og 
$$SD(\omega_n, \zeta) \approx PSV(\omega_n, \zeta) / \omega_n \quad (4.9)$$

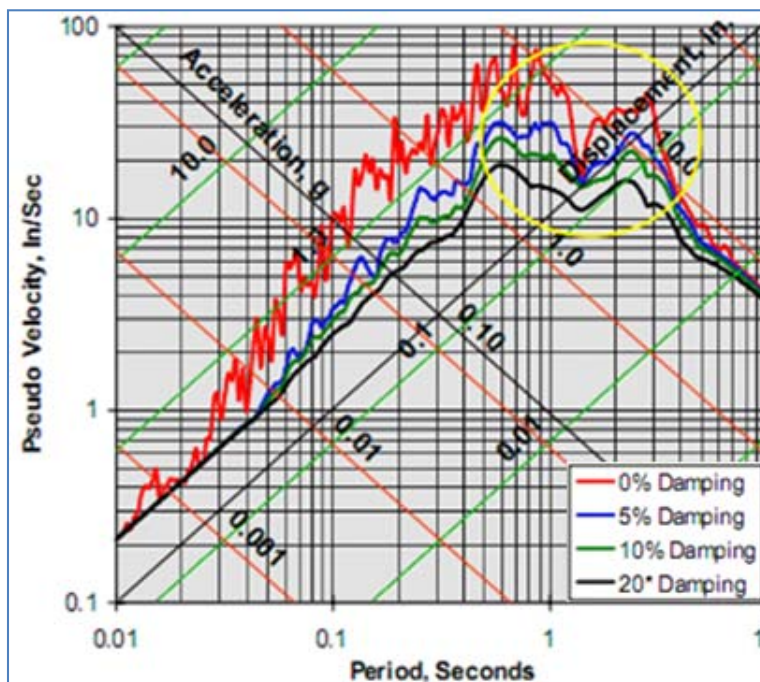
hvor tilnærmede verdier for spektral akselerasjon og spektral deformasjon vist over, av og til kalles for *pseudoakselerasjon* og *pseudoforskyvninger*, som betyr at de er antatte og er ikke lik de virkelige verdiene. Relasjonene mellom spektral deformasjon, spektral akselerasjon og pseudohastighet kan som tilnærming skrives:

$$SA = \omega_n PSV \quad \text{og} \quad PSV = \omega_n^2 SD \quad (4.10)$$

Alternativt kan relasjonen mellom *PSV* og *SD* vises ved å ta to siste termer i ligningen over, og tar logaritme av høyre og venstre side:

$$\log(PSV) = \log(\omega_n) + \log(SD) \quad (4.11)$$

Ut ifra ligning 4.11 kan vi se at det er mulig å plote spektral deformasjon, pseudohastighet og spektral akselerasjon kontra natural frekvens eller periode på en og samme graf. Det kan gjøres ved å tegne en logaritmisk skala som danner en vinkel på  $45^\circ$  og  $-45^\circ$  i forhold til vertikale akse. Typisk eksempel på responspektrum, fremstilt i 4-veis logaritmisk plot er vist på figur 4.4. På figur



4.4 er pseudohastighet representert med den vertikale akse, spektral deformasjon er gitt med  $-45^\circ$  skalaen ( $-45^\circ$  med vertikalaksen), spektral akselerasjon er gitt med  $45^\circ$  skalaen og byggets periode er representert med den horisontale akse.

Figur 4.4 Respons spektra vist i såkalt 4-veis logaritmisk plot med dempingsforhold 0, 5, 10 og 20% av en N-S komponent for en grunnbevegelse målt den 18 mai 1940 på El Centro stasjonen, Imperial Valley earthquake, (figur kopiert på internett).

Ved bruk av logaritmisk plot som vist på figur 4.4 er det viktig å være obs på Følgende, siterer Villaverde 2009, kap.6.4.4:

1. For zero damping, the relationships  $SD = PSV/\omega_n$  and  $SA = \omega_n \cdot PSV$  are exact (se ligning 4.4 og 4.5b)
2. As pseudovelocity and spectral velocity are, respectively, defined in terms of a sine and a cosine function (se ligning 4.5a og 4.7), these two parameters are, in general, not equal to each other. However, it has been argued that pseudovelocity is related to the maximum strain energy stored in a single- degree-of-freedom system and is, therefore, a useful parameter by itself.

3. When the natural period of a single-degree-of-freedom structure is very long, the mass of the structure is very large compared with its stiffness. The spectral displacement for a structure with a long natural period is, thus, approximately equal to the peak ground displacement.
4. When the natural period of a single-degree-of-freedom structure is very small, the stiffness of the structure is very large compared with its mass. In such a case, then, the structure will move almost as a rigid body under any ground excitation, and the absolute acceleration of its mass will be nearly equal to the ground acceleration. Consequently, the spectral acceleration for a structure with a small natural period is approximately equal to the peak ground acceleration.
5. In view in items (3) and (4), it is possible to read the ground motion's peak acceleration and peak displacement from a ground motion's response spectrum. The peak ground acceleration is obtained from the value of the spectral acceleration for the very short periods, whereas the peak ground displacement is determined from the value of the spectral displacement for very long periods.

For et SDOF-system med masse  $m$  og stivhet  $k$ , kan sammenheng mellom maksimal tøyingsenergi og pseudohastighet finnes av følgende uttrykk:

$$E_s = \frac{1}{2} \cdot k \cdot [u(t)]_{max}^2 = \frac{1}{2} \cdot k \cdot [SD]^2 \quad (4.12)$$

multipliserer begge sidene av ligningen 4.12 med  $1/m$  og får energien per masseenheter:

$$\frac{E_s}{m} = \frac{1}{2} \cdot \frac{k}{m} \cdot [SD]^2 = \frac{1}{2} \cdot [\omega_n \cdot SD]^2 \quad (4.13)$$

Og ut i fra relasjonene vist over (se ligning 4.9) kan tøyingsenergi skrives som:

$$E_s = \frac{1}{2} m \cdot k \cdot [PSV]^2 \quad (4.14)$$

## 4.5 Ikke-lineær respons spektra

I foregående delkapitler diskuterte vi respons spektra som er basert på respons beskrevet av SDOF-system ligninger, som i noen tilfeller kun er egnet for lineære systemer der elementets motstand styres av lineær kraft-deformasjons forholdet (elastisk oppførsel). I henhold til gjeldende jordskjelvsstandarder kan bygningskonstruksjoner dimensjoneres til å motstå de ytre seismiske påkjenningene ved, (Villaverde 2009, kap.6.5, kort versjon):

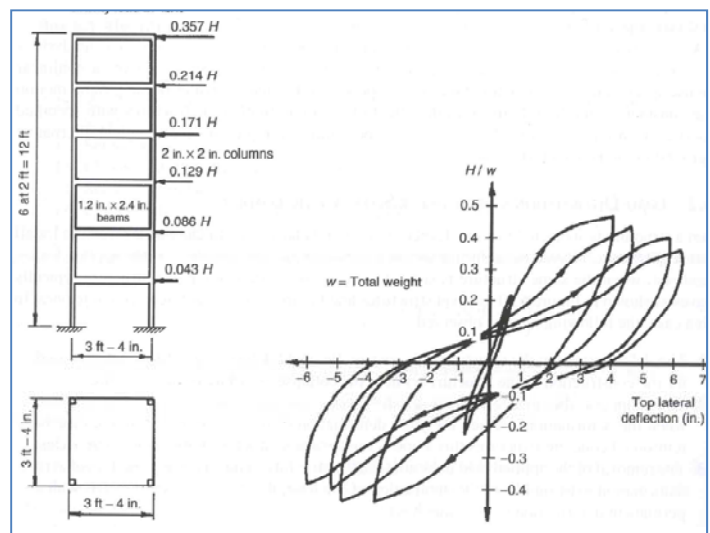
- Mindre jordskjelv; elastisk konstruksjonsoppførsel uten at konstruksjonen får synlige skader
- Moderat jordskjelv; elastisk konstruksjonsoppførsel uten strukturelle skader, men med mulighet for noen lokale skader på konstruksjonsdeler.
- Sterke jordskjelv; uelastisk konstruksjonsoppførsel med noen konstruktive og ikke konstruktive skader, men uten total kollaps, dvs. konstruksjonen beholder sin konstruksjonsmessige integritet etter de seismiske hendelsene.



Altså for å konstruere motstandsdyktige konstruksjoner som har god evne til å motstå seismiske hendelser som kan inntreffe i løpet av konstruksjonens levetid, er det nødvendig å utføre ikke-lineære konstruksjonsanalyser. Slike analyserprosedyrer, som også anbefales av mange jordskjelvsstandarder er basert på ikke-lineær respons spektrum som er en praktisk alternativ måte å beskrive grunnbevegelsene forårsaket av jordskjelv.

Bygningskonstruksjonene er sammensatt av mange elementer som er koblet sammen i knutepunkter. Knutepunktene skal detaljprosjekteres, slik at en sikrer at de tåler store deformasjoner og flere sykliske laster uten å miste sin funksjonalitet og motstandsdyktighet. Ved riktig detaljprosjektering kan konstruksjonen absorbere mer energi i form av permanent deformasjon som er gunstig i jordskjelvsammenheng.

Figur 4.5 Typisk ikke-lineære kraft - deformasjonskurve for armerte betongkonstruksjoner som er utsatt for elasto-plastiske deformasjoner, (Villaverde 2009)



Ikke-lineær analyser er egnet i tilfeller der konstruksjoner utsettes for repeterende sykliske laster. I slike tilfeller deformerer konstruksjonen seg utover materialets elastiske område, men ofte uten å forårsake store skader som kan føre til global sammenbrudd. Typisk ikke-lineær kraft-forskyvnings kurve for betongkonstruksjoner utsatt for sykliske (repeterende) laster er vist på figur 4.5).

Kraft-forskyvning diagrammet (på høyre side i figur 4.5) viser at helningen på kurvene avtar (stivheten reduseres) når deformasjonen overskrider den elastiske grensen. Energitalpet under jordskjelvpåkjenninger er da lik arealet under hver kurve i kraft-forskyvning diagrammet. Dette uttrykkes ofte som hysterisk demping. Armerte betongkonstruksjoner har tendens til å miste sin styrke (stivhet degradering) raskere enn stålkonstruksjoner. Det har sammenheng med at sykliske laster påfører konstruksjonen vekslende trykk og strekkrefter på knutepunktene som overskrider betongens strekkfasthet slik at betong knuses (risser opp). Fra betongteorien vet vi at armerte betongkonstruksjoner får betydelig redusert stivhet når tverrsnittet risser opp (overgang fra stadium I til stadium II og III i dimensjonering). Betongkonstruksjonens evne til å absorbere energi (ved plastiske tøyninger/deformasjoner) styres hovedsakelig av armering. Selve detaljprosjektering av betongkonstruksjoner er mer komplisert og er mer usikkert enn for eksempel for stålkonstruksjoner.

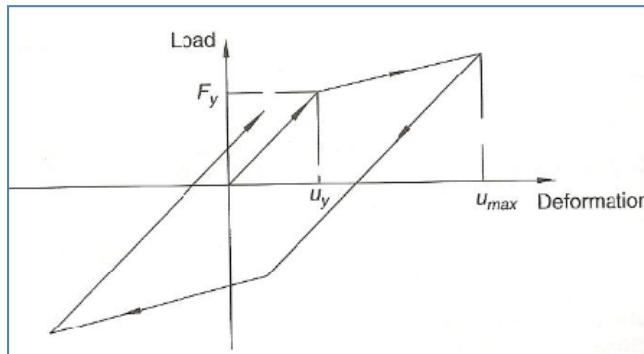
Ikke-lineær respons spektra kan fremstilles grafisk på samme måte som lineær responspektra, der maksimal respons kontra natural frekvens eller periode plottes for forskjellige



dempingsforhold. Vanligvis fremstilles ikke-lineær respons spektra i en graf for kun et dempingsforhold og forskjellige duktilitetsfaktorer (se figur 4.7). Duktilitetsfaktor kan skrives som:

$$\mu = \frac{u_{max}}{u_y} \quad (4.15)$$

Duktilitetsfaktoren  $\mu$  er definert som forholdet mellom den maksimale forskyvningen  $u_{max}$  og forskyvningen ved første flyt  $u_y$  (se figur 4.6). Denne faktoren sier noe om hvor mange ganger konstruksjonens maksimale flytedefomasjon kan overskrides utover den elastiske grensen, dvs. at



det er en meningsfylt målemetode for deformasjonens alvorlighetsgrad og ikke deformasjonens størrelse. Duktilitetsfaktor gir også konstruksjonens energiabsorpsjonsevne ved ikke-lineær materialoppførsel.

Figur 4.6 Maks og flytedefomasjon for en SDOF-system (Villaverde 2009).

Duktilitetsfaktoren nevnt over har omtrent samme hensikt som konstruksjonsfaktoren  $q$  gitt i NS-EN 1998-1, som vi skal se nærmere på (se kap.7 og kap.8).

Som nevnt over kan ikke-lineær spektra fremstilles grafisk. Det kan gjøres enten i form av total deformasjon eller i form av forskyvning ved første flyt. For en gitt duktilitetsfaktor  $\mu$  kan en vha. figur 4.7 finne deformasjon ved  $u(u_{max})$  fra deformasjonskala ( $45^\circ$  med vertikalaksen), og produktet av  $\omega^2 \cdot u(u_{max})$  fra akselerasjonsskala ( $-45^\circ$  med vertikalaksen).

Vanligvis dimensjoneres bygningskonstruksjonene ut i fra maks last (kraft) forårsaket av dimensjonerende grunnbevegelser, og ikke ut i fra deformasjon. Ut i fra dimensjonerings aspekt, er det vanligvis mer praktisk å bruke responsspekter basert på flytedefomasjon enn totalt deformasjonsspekter. I tilfeller der man ønsker å utnytte konstruksjonens elasto-plastiske kapasitet hvor den maksimale kraften er produkt av deformasjon og stivhet, er det viktig at en vurderer systemets flytedefomasjon slik at den motstår dimensjonerende grunnbevegelser uten å gi overdrevne ikke-elastiske deformasjoner. Når en har oversikt over den uelastiske deformasjonen som systemet er kapabelt til å motstå, kan en velge en passelig duktilitetsfaktor. Med kjent (valgt) duktilitetsfaktor og bruk av konstruksjonens natural periode, kan konstruksjonens flytedefomasjon fra deformasjonsspekteret plot bestemmes. Maks dimensjonerende kraft finnes da ved å multiplisere flytedefomasjon med konstruksjonens stivhet.

Beregning av dimensjonerende kraft for SDOF-system, basert på ikke-lineær deformasjonsspekter kan illustreres ved et kort eksempel (eksempel er hentet fra Villaverde 2009 (eks. 6.3), teksten er noe forkortet!).

#### Eksempel 4.1 – Beregning av dimensjonerende last for en SDOF-system

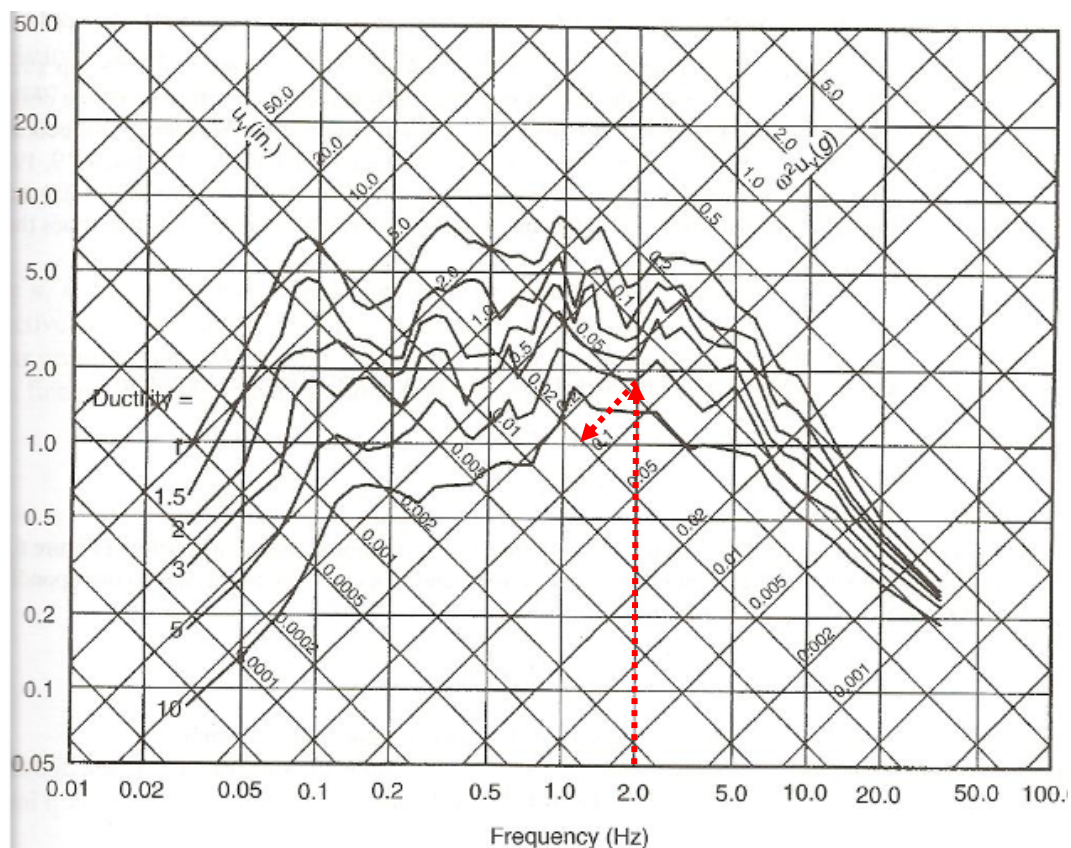
En stålkonstruksjon beskrevet som et SDOF-system har en stivhet  $k=472\text{kip/in}$ , masse  $m=2,95\text{kips}^2/\text{in}$ , og dempingsforhold på  $\zeta=10\%$ . Ikke-elastiske deformasjoner som konstruksjonen kan tåle er fem ganger så store som elastiske deformasjoner (dvs.  $\mu = 5,0$ ). Dimensjonerende elastoplastisk spektra vist på figur 4.7 kan benyttes til å finne korresponderende deformasjon. Beregn dimensjonerende kraft som systemet tåler?

Løsning: Initial natural frekvens av konstruksjonen er gitt ved:

$$f_n = 1/2\pi \cdot \sqrt{k/m} = 2,0\text{Hz}$$

Med kjent frekvens og duktilitetsfaktor kan deformasjonen ved første flyt finnes grafisk ved hjelp av figur 4.7. For  $f_n = 2,0\text{Hz}$  og  $\mu = 5$ , finner deformasjonen (følger pilene på figur 4.7)  $u_y=0,14\text{in}$ . Dimensjonerende kraft som konstruksjonen skal dimensjoneres for er da gitt ved:

$$F_y = k \cdot u_y = 472\text{kip/in} \cdot 0,14\text{in} = 66,1\text{kip} = 293,9\text{kN}$$



Figur 4.7 Deformasjonsspektra for elastoplastisk systemer med 10% dempingsforhold fra Santiago akselerogram 1971, Central Chile jordskjelvet, (Villaverde, 2009).

Vi ser at for regulære bygningskonstruksjoner, hvor seismiske krefter kan beregnes etter forenklede metoder som er basert på teorien for SDOF-system, kan en enkelt finne en tilnærmet seismisk kraft som ofte er tilfredsstillende i forprosjekteringsfasen.

## 4.6 Design Respons Spektra

Ved dimensjonering av konstruksjoner når en skal bestemme konstruksjonens respons for en forventet grunnakselerasjon eller hastighet, er det ikke tilstrekkelig med kun informasjon om grunnens maksimale akselerasjon eller hastighet. Design akselerasjonen fastsettes på grunnlag av et rimelig stort antall målte tidshistorier for grunnakselerasjoner for det aktuelle området. Istedenfor å fremstille spektret som en ren omhyllingskurve, kan man ved et tilstrekkelig stort antall tidshistorier benytte viktig informasjon om deres avvik, og på den måten finne en gjennomsnittlig verdi som representerer design spektra.

Akselerasjon tidshistorier og deres responsspektra varierer betydelig fra det ene til det andre jordskjelvet (selv om de har funnet sted i samme område). Derfor er det stor usikkerhet om tilgjengelig data fra et tidligere jordskjelv gir brukbart grunnlag for responsspekteret for et fremtidig jordskjelv. Grunnen til dette er at alle jordskjelv har sine karakteristika (som nevnt tidlig i dette dokumentet). I tillegg varierer responsspekterkurvene som angir grunnakselerasjonen sterkt (sprang i kurven) langs horisontalaksen dvs. beregning av seismisk last på grunnlag av byggets periode gir usikre resultater.

Av den grunn er det nødvendig å utvikle et responsspekter som på en måte representerer en gjennomsnittlig verdi av mange spekter der maks og min verdi (sprang i kurven) elimineres. I motsetning til responsspektra, består design spektrene av flere sett med jevne linjer (ofte definert ved rette linjer). Design spektra fremstilles grafisk etter samme prinsipper som responsspektra (vist tidligere i dette kapittelet), der kurvene er representert for forskjellige dempingsforhold. Det er vanlig å gi et responsspektrum som er normalisert til maksimal grunnakselerasjon lik 1.0g. Når en har spesifisert grunnakselerasjonen (for eksempel seismiske soner for enkelte land som bestemmes av nasjonale myndighet, se NS-NA 1998-1,28) kan spektralverdiene skaleres ved å multiplisere grunnakselerasjonen med et forholdstall.

Bruk av designspektra ble for første gang foreslått av G.W. Housner i 1959. Dette spektra ble utviklet ved midling og glatting av responsspekter fra åtte akselerogramer som ble brukt for målingene av grunnakselerasjoner i California og Washington, USA (i tidsperiode 1934-1952). Dette spektret ble normalisert til en korresponderende grunnakselerasjon lik 0,2g (se Villaverde 2009, figur 9.1, figur er ikke gitt i dette dokumentet).

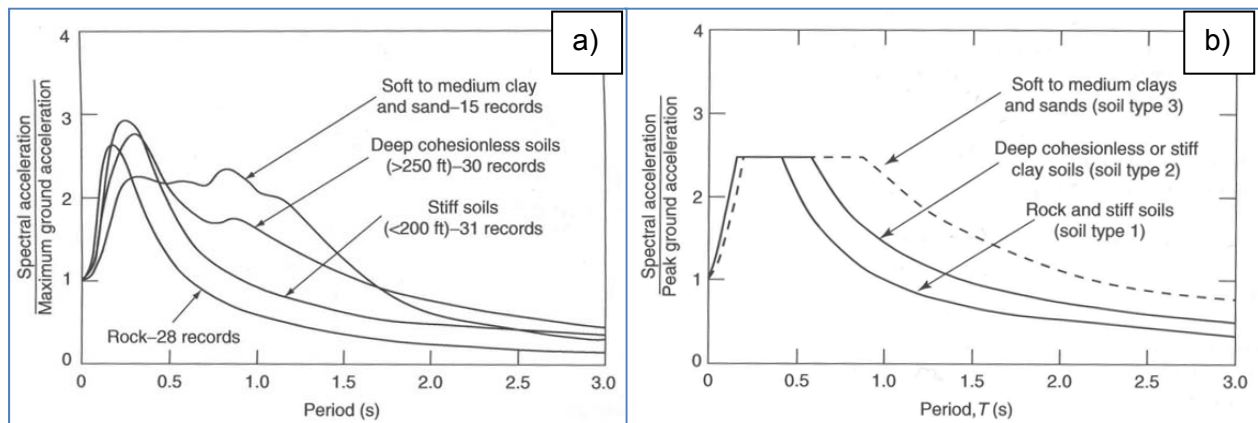
### 4.6.1 Elastisk Design Spektra

Elastisk respons spektra anvendes ved prosjektering av bygningskonstruksjoner, samt vurdering av sikkerheten av eksisterende bygninger for seismiske laster som kan inntreffe i løpet av konstruksjonens levetid. For et gitt område kan formen på elastisk designspektra tilnærmet bestemmes, ved å multiplisere midlere (normalisert) responsspektrum med maks forventet

grunnakselerasjon. Den normaliserte formen av respons spektra kan bestemmes ved (forkortet versjon av Villaverde 2009, kap.9.2):

- Velge respons spektra fra en mengde grunnakselerasjoner som kan forekomme for et gitt område.
- Normaliser valgt respons spektra i forhold til maks grunnakselerasjon.
- Normaliser responspekter ordinatene for en rekke normaliserte verdier av forhåndsvalgte natural perioder (middelverdi pluss standardavvik).
- Plotte normaliserte ordinater, eller normaliserte ordinater pluss en standardavvik kontra natural periode eller frekvens.

Spektrale ordinater (formen av kurven) er sterkt påvirket av topografiske og lokale grunnforhold. Grunnforholdets innvirkning på spekterets form kan best ivaretas ved å definere spektrale ordinater separat for forskjellige grunntyper, dvs. hver grunntype representeres av en spektral kurve (se figur 4.8a). Som nevnt tidligere i dette dokumentet, brukes design spektra med glatte kurver ved dimensjonering av konstruksjoner. På basis av midlet responspekter vist på figur 4.8a, kan design spekter med glatte kurver fremstilles som vist på figur 4.8b, dvs. ujevnete kurver glattes ut.



Figur 4.8 Spektra for forskjellige grunntyper. a) midlere responspekter, b) glattet responspekter basert på tilsvarende midlet responspekter vist i delfigur a), (Villaverde, 2009).

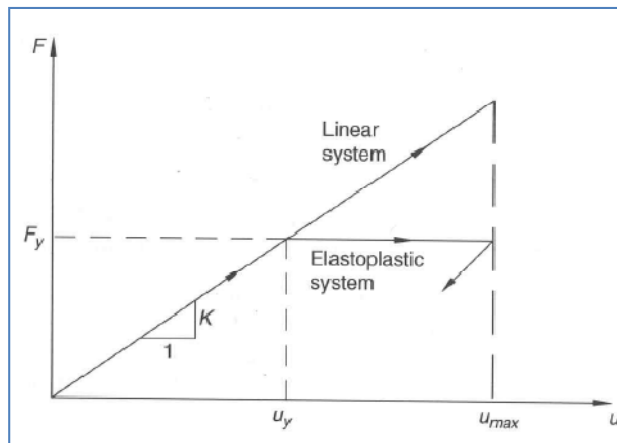
Elastisk responspekter beskrevet i dette kapittelet er gyldig ved beregning av seismiske laster bare dersom konstruksjonens oppførsel under seismiske påkjenninger forblir innenfor det elastiske området. For konstruksjoner som under seismiske påkjenninger oppfører seg ikke lineært må uelastiske design spekter benyttes.

#### 4.6.2 Uelastisk Design Spektra

I mange tilfeller ønsker man å utnytte konstruksjonens maksimale kapasitet ved dimensjonering, spesielt av økonomiske årsaker. Ved prosjektering av konstruksjoner tas det vanligvis hensyn til konstruksjonens evne til å motstå seismiske påkjenninger ved uelastisk materialoppførsel. I slike tilfeller hvor en bruker materialets kapasitet utover det elastiske området kan uelastisk design spekter brukes som grunnlag for dimensjonering. Uelastiske design spekter kan forenklet velges ut

i fra elastisk designe spekter hvis, [siterer Villaverde 2009, kap 9.2.2]; (a) The force-deformation behavior of structures is approximately elastoplastic and (b) the maximum inelastic deformation in these structures under a given excitation is approximately equal to the maximum deformation attained when the structures remain linear at all times, (se figur 4.9).

Valg av ikke-elastisk spekter på grunnlag av elastisk oppførsel er basert på at responsen som beregnes/baserer seg på at det ikke finnes en øvre grense for kraften (spenningen). I virkeligheten stemmer ikke dette siden de fleste av konstruksjoner er utført av materialer som har en noe duktil oppførsel og er utformet slik at de er statisk ubestemte dersom deformasjonen blir stor nok.



Figur 4.9 Lineær elastisk og elastoplastisk kraft-forskyvnings kurve, (Villaverde 2009).

Utviklingen av uelastisk responsspekter fra elastisk oppførsel kan forklares slik: anta at systemets deformasjonsenergi er det samme som for elastisk og plastisk deformasjon, og med tanke på at systemets energi er gitt av arealet under kraft-deformasjonskurven, kan utledning av uelastisk respons ut i fra elastisk respons være logisk siden arealet under kraft-deformasjonskurven er lik for både det elastiske- og elastoplastiske systemet. På grunnlag av disse forutsetningene og figur 4.9, kan kraften  $F_y$  defineres på grunnlag av kraft-deformasjonskurven innefor det elastiske området (se figur 4.9):

$$F_y = K \cdot u_y = K \cdot u_{max} / \mu \quad (4.16)$$

hvor  $K$  er stivhetskonstant,  $u_y$  er flytdeformasjon,  $u_{max}$  er maksimale deformasjonen og  $\mu$  er duktilitetsfaktoren definert i ligning 4.15 (som tilsvarer konstruksjonsfaktoren i NS-EN 1998-1). Med tanke på at ordinatene til responsspektra er i samsvar med konstruksjonens egenperiode, så er  $u_{max} = SD(\omega_n, \zeta)$ , hvor  $\omega_n$  er byggets egenfrekvens,  $\zeta$  er dempingsforholdet og  $SD(\omega_n, \zeta)$  er spektral ordinat. Ligningen (4,16) kan skrives som:

$$F_y = K \cdot SD(\omega_n, \zeta) / \mu = \omega_n^2 m \cdot SD(\omega_n, \zeta) / \mu = m \cdot SA(\omega_n, \zeta) / \mu \quad (4.17)$$

der forholdet mellom  $SD(\omega_n, \zeta)$  og  $SA(\omega_n, \zeta)$  er som vist i kapitel 4.4. Fra ligningen 4.17 kan akselerasjonen skrives som:

$$\ddot{u}_y = F / m = SA(\omega_n, \zeta) / \mu \quad (4.18)$$

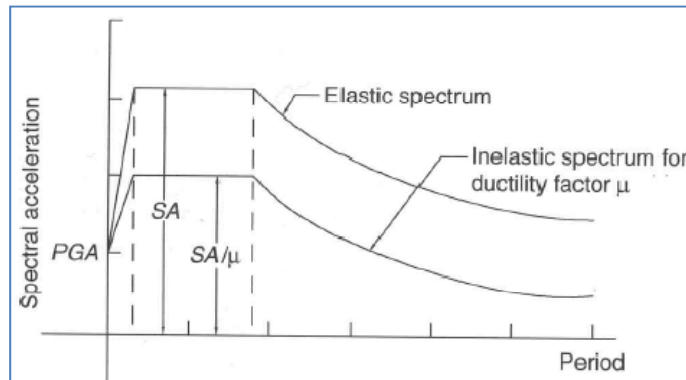
Ligningen 4.18 viser at uelastisk responsspektrum er lik elastisk spektrum dividert med duktilitetsfaktor  $\mu$ . Duktilitetsfaktoren som er forholdet mellom systemets maksimale deformasjon  $u_{max}$  og deformasjonen ved første flyt  $u_y$ , viser hvor stor uelastisk deformasjon en konstruksjon kan



tåle, eller hvor mye energi konstruksjonen kan absorbere ved ikke-lineær oppførsel. Valg av uelastisk responspektrum ut i fra elastisk respons spektra og innvirkning av duktilitetsfaktoren på spektral ordinatene er vist på figur 4.10.

For et system med periode lik null (der spektral akselerasjon er lik maks grunnakselerasjon (PGA)), har duktilitetsfaktoren ingen innvirkning på responsen. Innvirkningen av duktilitetsfaktoren på responspektrum blir først merkbar når systemets periode blir større enn null, dvs. når systemets forskyvning  $u \geq u_y$  (se figur 4.9).

Figur 4.10 Innvirkning av duktilitetsfaktoren på spektral akselerasjon. Uelastisk spektral akselerasjon valgt ut i fra elastisk spektra (Villaverde 2009).



Ikke-lineær design spekteret kan også brukes til dimensjonering av konstruksjoner på grunnlag av konstruksjonenes deformasjonsegenskaper. Chopra 2001, (referanse [2]), viser at det er mulig å tilpasse en direkte deformasjon-baserte dimensjoneringsprosedyre for SDOF-systemer ved hjelp av uelastisk design spektra. Dimensjonering av et SDOF-system for en akseptabel deformasjon som også gjør det mulig å anslå systemets duktilitetsfaktor, kan tilnærmet utføres ved å følge trinn for trinn prosedyre som vist under, (se også [2], kap. 7.12.3).

1. Estimer initial flytedeforrasjonen  $u_y$  for systemet.
2. Bestem en akseptabel plastisk rotasjonsvinkel  $\theta_p$  ved systemets grunnivå (f.eks. bunn søyle). Akseptabelt plastisk rotasjonsvinkel  $\theta_p = 0,02$  kan velges.
3. Beregn dimensjonerende deformasjon  $u_m$

$$u_m = u_y + h\theta \quad \text{A.1a}$$

og dimensjonerende duktilitetsfaktor  $\mu_m$

$$\mu_m = u_m / u_y \quad \text{A.1b}$$

4. Finn natural periode  $T_n$  vha spektral deformasjon plot ([2], fig. 7.11.7). Perioden finnes ved å innsette beregnet  $u_m$  og  $\mu_m$  fra ligning A.1a og A.1b. Beregn deretter sekant stivhet

$$k_{sec} = (2\pi/T_n)^2 \cdot m \quad (\text{hvor } m \text{ er systemets masse}) \quad \text{A.2}$$

5. Beregn kraft  $f_y$  som kreves for flyt

$$f_y = k_{sec} u_y \quad \text{A.3}$$

6. Velg konstruksjonstverrsnitt og detaljering (for eksempel armeringsmengde for armert betongtverrsnitt) for å beregne systemets elastisk stivhet (for utkraget søyle med punktlast i toppen er stivheten lik,  $k=3EI/h^3$ ), som videre kontrolleres mot stivheten beregnet i ligning A.3.

7. Bruk beregnet systemstivhet ( $k=3EI/h^3$ ) til å beregne forskyvning

$$u_y = f_y/k$$

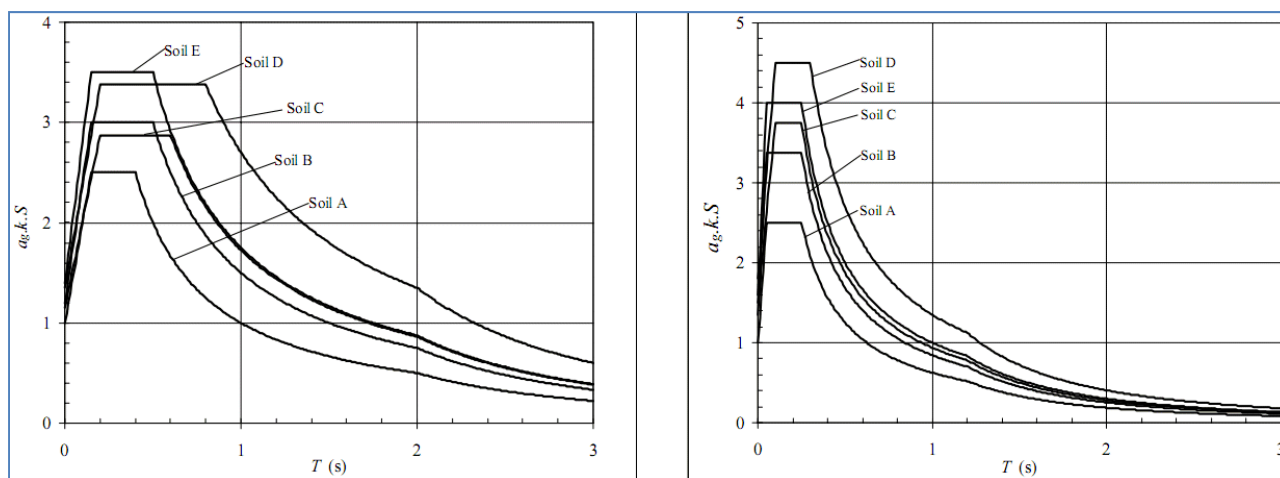
A.4

8. Repeter trinn 3 til 7 inntil tilfredsstillende resultat er oppnådd, dvs. det skal utføres iterasjon frem til forskyvning, duktilitetsfaktoren, perioden o.s.v. ikke varierer fra forrige iterasjon med mer enn en ønsket verdi, for eksempel  $\pm 2\%$  variasjon.

Denne metoden kan være aktuell å benytte ved kontroll av søyler under bruer eller andre systemer som kan betraktes som SDOF-systemer, (se for øvrig [2], eks.7.3).

## 4.7 Elastisk Design Spektra - Eurocode 8

Det var omfattende diskusjoner innenfor redaksjonskomiteen til EC8 om hvordan den elastiske design spektrene skulle bestemmes. Siden seismiske aktiviteter og jordskjelvstyrke varierer betydelig innenfor Europeiske områder, bestemte komiteen seg for å introduserte to ulike spektrale grafer som kan tilpasses til to forskjellige seismiske områder; et for høyaktive seismiske områder (Sør-Europa, Spektra type 1) og det andre for de mindre seismiske aktive områder (Nord-Europa , Spektre type 2).



Figur 4.11. Elastisk responspektrum, Type 1;

Elastisk responspektrum, Type 2

*Elastisk spektra med 5% dempet for forskjellige grunntyper gitt i EC8. Spektra Type 1 er foreslått for områder med høye seismiske aktiviteter. Spektra Type 2 er foreslått for områder med lav til moderat seismisk aktivitet.*

Spektra Type 1 er i realiteten best egnet for jordskjelv med styrke nær 7,0, mens spektra Type 2 er best egnet for jordskjelv med styrke opp til 5,5. Nasjonal myndighet i hvert enkelt land bestemmer hvilke responspektre (Type 1 eller Type 2) som skal tilpasses til deres nasjonale territorium eller deler av disse. I valg av riktige spektra, bør det tas hensyn til styrken av jordskjelvet som påvirker nasjonale territorium eller en del av det. Skjematisk fremstilling av elastisk responspektret Type 1 og Type 2 for forskjellige grunntyper er vist på figur 4.11.

Ordinatene (kurvene) til det elastiske respons spektra  $S_e(T)$  for horisontale påvirkninger, er definert av følgende uttrykk (se figur 4.11):



$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) := a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad (4.48)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) := a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) := a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad S_d(T) := a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

der:  $S_e(T)$  er det elastiske responsspektret;

$T$  er egensvingningsperioden for et lineært system med en frihetsgrad;

$a_g$  er dimensjonerende grunnakselerasjon ved området med konstant spektralakselerasjon;

$T_B$  er den nedre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon;

$T_C$  er den øvre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon;

$T_D$  er verdien som definerer begynnelsen på spekterets konstante forskyvningsområde;

$S$  er en forsterkningsfaktor som er avhengig av grunnforholdene;

$\eta$  er en modifikasjonsfaktor for dempingsforholdet med referanseverdi på  $\eta=1.0$  for 5% viskøs demping;

Ligningene 4.48 kan modifiseres for et dimensjonerende spektrum som tar hensyn til konstruksjonens evne til å absorbere energi gjennom hovedsakelig duktil oppførsel (se kap.8).

Verdiene for parametrene i ligning 4.48 varierer for forskjellige grunntyper og er gitt i tabell 4.1.

Tabell 4.1 - Parametrene  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  og  $T_D$  gitt for ulike grunntyper for hver av de to typer spekteret.

Subsoil Class	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)	Subsoil Class	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0	A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,2	0,15	0,5	2,0	B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,15	0,20	0,6	2,0	C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,35	0,20	0,8	2,0	D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,4	0,15	0,5	2,0	E	1,6	0,05	0,25	1,2

Fra tabell 4.1 ser vi at forsterkningsfaktoren  $S$

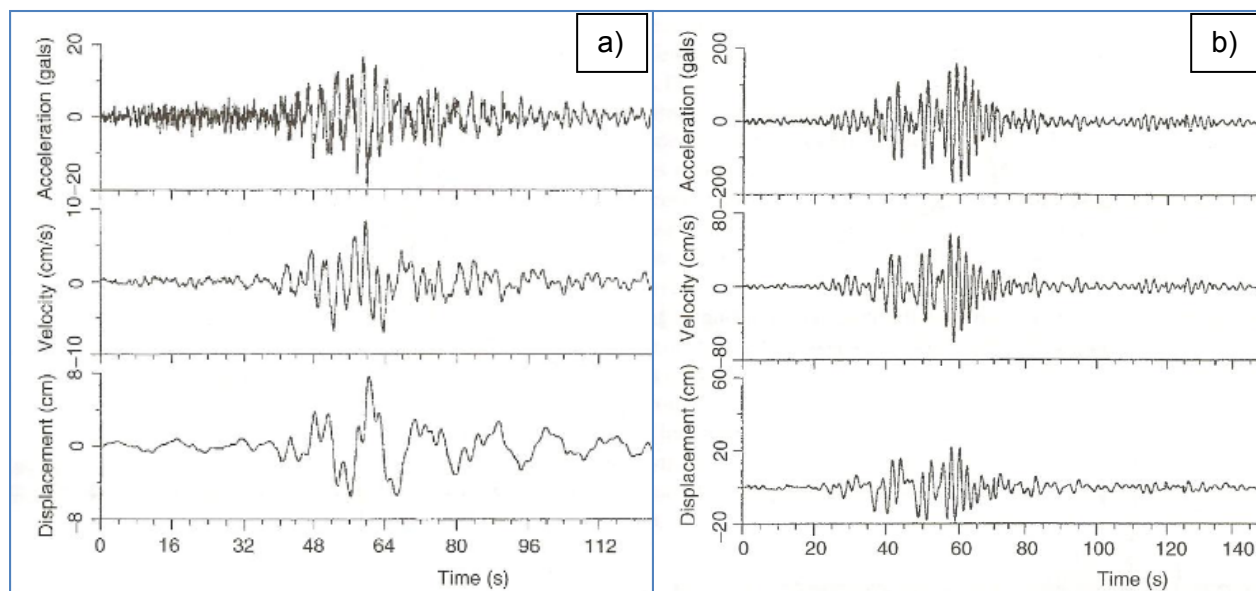
som tar hensyn til geologiske og lokale grunnforhold, har betydelig innvirkning på spektrale akselerasjonen. Vi skal se litt nærmere på disse forholdene i etterfølgende kapittel.

## 4.8 Innvirkning av grunnforhold på grunnbevegelsene

Innflytelsen av topografi og grunnforhold på jordskjelv (grunnbevegelser) har vært kjent over lengre tid. Tidlig på 1800-tallet observerte J.MacMurdo, at effekten (påkjenningene) fra jordskjelv på bygningskonstruksjoner fundamentert på løse masser var større enn for bygninger som var fundamentert på fjell, [1]. Innflytelsen av disse faktorene kan forklares med at løse masser eller

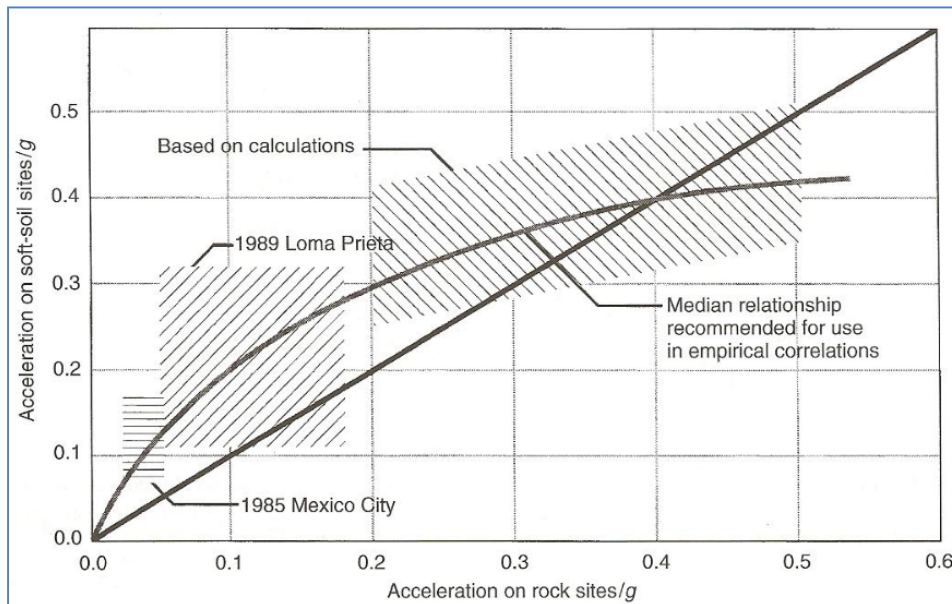
avleiringens fleksibilitet gjør at disse grunnmassene under dynamiske påvirkninger beveger seg som fleksible og ikke som stive strukturer, som er tilfelle f. eks. med fjellgrunn. Dynamisk oppførsel av grunnmassene varierer for forskjellige jordarter avhengig av jordartens stivhet, densitet og dempingsforhold.

I hvilken grad grunnbevegelsene kan påvirkes av lokale grunnforhold kan vises ved å sammenligne opptak (akselerogram) av grunnbevegelser (akselerasjonen) for fjellgrunn og grunn bestående av løse masser. Som eksempel kan nevnes Mexico City, (Michoacán jordskjelvet 1985) som ligger over dype og myke avleiringsmasser. I dette tilfellet (Michoacán jordskjelvet 1985) ble jordskjelvmålinger (opptak) utført på både fjellgrunn og grunn bestående av løse masser (leire). Ut i fra disse målingene (observasjonene) viste det seg at innvirkning av lokale grunnforhold på grunnbevegelsene kan være dramatiske (se figur 4.12). Maks grunnakselerasjon som ble registrert på berggrunn var på ca. 0,034g, mens opptak fra grunn bestående av løse masser, viste en maks grunnakselerasjon på ca. 0,158g, [1].



Figur 4.12 Opptak av grunnbevegelser i Mexico City, Michoacán jordskjelvet 1985; a) berggrunn og b) myke løse masser (Villaverde 2009).

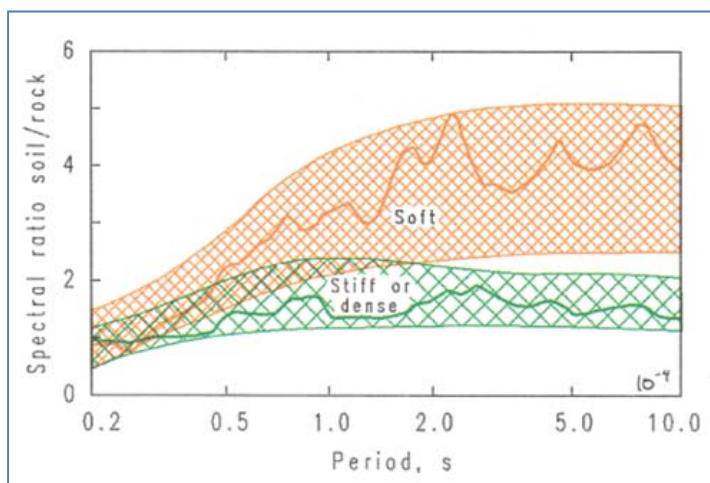
I en studie (Idriss, I.M, H. Bolton Seed Memorial Symposium Proceedings, BiTech Publishers Ltd., Vancouver, BC, 1990), diskutert i [1], som inkluderte målingsdata fra Mexico City skjelvet (1985) og Loma Prieta skjelvet (1985), ble sammenhengen mellom maks grunnakselerasjon for fjellgrunn og områder bestående av løse masser sammenlignet (figur 4.13).



Figur 4.13  
Empiriske forhold mellom maks grunnakselerasjon målt på fjell og områder bestående av løse masser, (Villaverde 2009).

Studien viste at maks grunnakselerasjoner for områder bestående av løse masser var betydelig høyere enn for tilsvarende områder bestående av fjell. Empiriske forhold vist på figur 4.13 viser at for en observert (målt) grunnakselerasjon på fjell som ligger i området mellom 0,05g og 0,1g kan grunnakselerasjon for løse masser få en seismisk forsterkning som tilsvarer en faktor på fire. For observert akselerasjon på fjell >0,10g, kan grunnakselerasjon for løse masser få en forsterkning som tilsvarer en faktor ~3. Studien viser også at forsterkningseffekten avtar etter hvert som grunnakselerasjonen på fjell øker, dvs. for målt grunnakselerasjon på fjell som er tilnærmet lik 0,4g, kan grunnakselerasjon for løse masser få en forsterkning som tilsvarer en faktor ~1,0 (samme grunnakselerasjon som på fjell). Etter denne studien ble det konkludert at ved seismiske hendelser kan grunnakselerasjonen for grunn type bestående av løse masser, spesielt myk leire, få en forsterkningseffekt som er flere ganger større enn grunnakselerasjonen på fjellgrunn.

I en forskningsrapport ("Earthquake Loading on the Norwegian Continental Shelf", eller ELOCS, 1988) publisert av NORSAR, (referanse [5]), blir innflytelsen av lokale grunnforhold diskutert. Forskningsrapporten påpeker at variasjonen mellom grunnakselerasjon på fjellgrunn og grunn



bestående av løse masser kan være for stor og ved dimensjonering av konstruksjoner bør disse variasjonene tas i betraktning. Forholdet mellom spektral grunnakselerasjon for fjellgrunn og grunn bestående av løse masser er vist på figur 4.14.

Figur 4.14 Forholdet mellom spektral grunnakselerasjon for fjellgrunn og grunn bestående av løse, [5].

Fra figur 4.14 ser vi at forsterkningseffekten blir større på områder hvor tykkelsen av laget bestående av løse masser (fra overflaten og til fjell eller fjell-lignende geologiske formasjoner) øker. Etter NS-EN 1998-1, pkt.3.1.2, skal grunnprofil bestående av flere lag med forskjellige lagtykkelser klassifiseres etter en midlere skjærbølgehastighet, dvs. forsterkningsfaktoren blir noe mindre enn den som er vist på figur 4.14 (se kap.5).

Innvirkningene av lokale grunnforhold på formen av responspekterordinatene er basert på statistiske tilnærminger. Normalisering av responspekteret blir utført ved å dividere det aktuelle responspekteret med korresponderende maks grunnakselerasjon (ordinat for null periode). Formålet med denne normaliseringen er å vise innvirkningen av lokale grunnforhold for forskjellige grunntyper direkte på responspektrumkurver (ordinater). Normaliserte responspektrumkurver for forskjellige grunntyper er vist på figur 4.8.

Effekten av topografi og lokale grunnforhold på seismiske påvirkninger er undersøkt ved flere studier. I undersøkelsene som ble foretatt i seinere tid, basert på mer nøyaktige målinger, kan det sies at overflategrunnhastigheten for grunn bestående av løse masser kan tilnærmet være dobbelt så stor som for fjellgrunn (se Villaverde 2009, kap.8.2). Etter hvert som informasjon og data om flere jordskjelv er tilgjengelig, kan effekten av grunnforhold på seismiske påkjenninger fastslås med større nøyaktighet. I hht NS-EN 1998-1 kan byggegrunn klassifiseres til 5 forskjellige grunntyper (A, B, C, D og E), og to spesielle grunntyper ( $S_1$  og  $S_2$ ) som krever spesielle undersøkelser for å fastslå den seismiske påvirkningen. Beskrivelse av stratigrafiske profiler og parametere for overnevnte grunntyper er nærmere diskutert i kapitel 5.

## REFERANSER

- [1] Villaverde. 2009. *Fundamental Concepts of Earthquake Engineering*. CRC Press. Taylor & Francis Group.
- [2] Chopra, Anil K. 2001. *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*. Second edition. New Jersey: Person Education, Prentice Hall.
- [3] Singiresu S. Rao. 2004. *Mechanical Viberations*. 4<sup>th</sup> edition. New Jersey: Person Education, Prentice Hall.
- [4] Eurokode 8, NS-EN 1998-1:2004+NA:2008. *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. Norge: Standard Norge.
- [5] NORSAR. *Earthquake Loading on the Norwegien Continental Shelf*, (ELOCS 1988). Symmary Report By Hilmar Byngum and Per B. Selens. Tilgjengelig fra <http://www.jordskjelv.no/jordskjelv/tektonikk.html> [lest i april 2011].

## 5. Jordskjelvstandarden - EC 8

I herværende kapittel henvises jeg enten direkte til relevant litteratur i teksten eller benytter referanser [x]. Referanseliste vist under gjelder for herværende kapittel (kap. 5). NS-EN 1998-1:2004+NA2008, "Eurocode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismiske påvirkning – Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger", oftest forkortet til NS-EN 1998-1 og/eller "Jordskjelvstandarden". I herværende kapittel bruker jeg de samme symboler, forkortelser og definisjoner som NS-EN 1998-1.

### 5.1 Innledning

I dette kapitlet skal jeg berøre noen av de viktigste punktene i NS-EN 1998-1, (referanse [1]), som en prosjekterende bygningingeniør må forholde seg til i det daglige arbeidet ved prosjektering av bygninger for seismiske påvirkninger. Punkt som berøres i dette kapitlet er: generelle krav, laster- og lastkombinasjoner, hovedparametrene, geoteknisk aspekter og utelatelseskriteriene.

Ved prosjektering av bygg i Norge må kravene angitt i relevante standarder overholdes. I jordskjelvutsatte områder er NS-EN 1998-1 gjeldende for dimensjonering av konstruksjoner for jordskjelv. Formålet med denne standarden er, i tilfelle jordskjelv, å sikre at, (NS-EN 1998-1, kap.1.1.1(1)):

- Menneskeliv beskyttes;
- Skadeomfanget begrenses, og
- Byggverk som er viktige for å beskytte sivilbefolkningen, forblir operative.

Den europeiske standarden, Eurocode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismiske påvirkning – Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger, er utarbeidet av teknisk komité CEN/TC 250 Structural Eurocods. NS-EN 1998-1 er oversatt til norsk og utgitt sammen med NA:2008 (National Annex). Denne standarden er enerådende i Norge etter at NS 3491-12 ble faset ut fra mars 2010. Hovedboka, kapitel 2 til 4, tar for seg både beregning av påkjenninger fra jordskjelv og hvordan det skal dimensjoneres og sikres tilstrekkelig kapasitet i bygget. Videre i kapitel 5 til 9 gir standarden spesifikke bestemmelser for forskjellige konstruksjonsmaterialer og konstruksjonsdeler og beskriver i detalj dimensjonering og detaljering for middels duktilitet (DCM). NA:2008 (National Annex) gir alternative prosedyrer, verdier og anbefalinger for klasser, med merknader til en del spesifikke punkter i Eurocoden. Dette gjelder for eksempel stedsspesifikke data som berggrunnens akselerasjon i Norge og at høy duktilitet (DCH) ikke brukes her i landet. Ved jordskjelvdimensjonering anbefaler RIF Veilederen 2010, (referanse [2]), utarbeidet av RIF (Rådgivende Ingeniørs Forening) å benytte NS-EN 1998-1 som hovedbok og merke seg hvor NA:2008 har endringer.

En må være klar over at NS-EN 1998-1 og NA (Nasjonal Annex) bruker ord og formuleringer som har sin klare betydning:

- ...Skal... betyr at det er et krav.
- Den norske oversettelsen og NA bruker ...bør... i utstrakt grad. Det betyr at det er en sterk anbefaling, i praksis et krav i de aller fleste tilfeller.
- (n)P betyr at det er et ufravikelig krav. Et slikt skriftsted kan være etterfulgt av underkrav eller merknad som beskriver hvordan det ufravikelige kravet kan oppfylles, eventuelt mildne det.

## 5.2 Grunnleggende krav

Bygningskonstruksjoner som skal dimensjoneres og oppføres i hht. NS-EN 1998-1 skal tilfredsstillende følgende krav med tilstrekkelig pålitelighet, (NS-EN 1998-1, pkt.2.1(1)).

- Krav til motstand mot sammenbrudd. *”Konstruksjonen skal dimensjoneres og oppføres for å tåle de dimensjonerende påvirkningene... uten lokalt eller globalt sammenbrudd, og derved beholde sin konstruksjonsmessige integritet og en restbæreevne etter de seismiske hendelser...”*
- Krav til skadebegrensning. *”Konstruksjonen skal dimensjoneres og oppføres slik at den tåler en seismisk påvirkning som har en større sannsynlighet for å oppstå enn den dimensjonerende seismiske påvirkningen, uten at det oppstår skader og dertil hørende bruksbegrensninger...”*

Det fremgår videre at hvert etasjeplan må virke som en horisontal skive og bør ha tilstrekkelig stivhet i plant til å overføre treghetskreftene til de vertikale bæresystemene og sikre at disse systemene sammen motstår de horisontale seismiske påkjenningene. Videre bør etasjeskille/tak være effektivt koblet på vertikale bæresystemene slik at forbindelsene har tilstrekkelig kapasitet til å overføre horisontale seismiske krefter til avstivningssystemet (som vanligvis kan være vertikale rammer, fagvert eller skiver) som videre overfører kreftene til fundament. Dette er blant annet klart presisert i NS-EN 1998-1, pkt. 4.3.1(4) og pkt. 4.2.1.5.

Disse grunnleggende kravene nevnt over kan tilfredstilles ved å påvise tilstrekkelig sikkerhet for bruddgrensetilstand og grensetilstand for skadebegrensning.

For bruddgrense skal det påvises at konstruksjonens globale stabilitet med hensyn til velting og glidning er tilfredsstillende. Videre skal det påvises at fundamentene og byggegrunnen er i stand til å motstå påkjenningene fra overbygningen.

I grensetilstand for skadebegrensninger skal det påvises at konstruksjonen (bæresystemet) har tilstrekkelig kapasitet og stivhet til å opprettholde funksjonen til tjenestene i anleggene, samt unngå uakseptable deformasjoner.



## 5.3 Materialfaktorer, lastparametere og lastkombinasjoner

### 5.3.1 Materialfaktorer

Seismiske laster er kategorisert som ulykkeslaster, og dermed skal materialfaktorene for de enkelte konstruksjonsmaterialene anvendes som de står i kapasitetsstandardene for de enkelte materialene.

- For dimensjonering av betongbygninger gjelder NS-EN 1992-1-1:2004, (referanse [6]);
- For dimensjonering av stålbygninger gjelder NS-EN 1993-1-(1-6), (referanse [7])

Bruk av materialfaktorene på grunnlag av kapasitetsstandardene (stål og betong) er gyldig ved dimensjonering av konstruksjoner for DCL (lav duktilitet). Ved dimensjonering etter DCM (middels duktilitet) prinsippet, gjelder bestemmelser som gitt i NS-EN 1998-1, kap. 5 til 9, i tillegg til de som er gitt i betong og stålstandardene. For påvisning av sikkerhet i bruddgrensetilstand skal følgende partialfaktorene for betong og stål benyttes (Tabell 5.1):

Tabell 5.1 Partialfaktorene for betong og stål

		Lav duktilitet (DCL)	Middels duktilitet (DCM)	Høy duktilitet (DCH)
For betong	$\gamma_c$	1,20	1,50	1,50
For stål	$\gamma_c$	1,00	1,15	1,15

### 5.3.2 Lastfaktorer

Ved dimensjonering av bygninger for jordskjelv er det viktig at en har oversikt over lastfaktorer og lastkombinasjoner for å beregne mest nøyaktig lastvirkninger på konstruksjonen. Lastfaktorer for ulykkeslaster brukes i henhold til NS-EN 1990:2002. Følgende lastfaktorer benyttes:

Egenvekt (varig last):  $\gamma_g = 1,0$

Nyttelast i bygninger (tilnærmet permanent/variabel last) som skal medtas i jordskjelvhendelser er avhengig av type bygg. Lastfaktorer for nyttelast er gitt i Tabell 5.2.

Tabell 5.2 Lastfaktorer for nyttelast for forskjellige type bygninger

Type bygg	Bolig	Kontorer	Forsamlings-lokaler	Butikker	Lager
$\gamma_p$	0,3	0,3	0,6	0,6	0,8

Snølast (variabel last):  $\gamma_s = 0,2$

Vindlast (variabel last):  $\gamma_s = 0,0$  (regnes ikke samtidig med jordskjelv)



Skjevstillingslast er knyttet til byggeavvik og er definert i materialstandarder, [6] og [7].

### 5.3.3 Lastkombinasjoner

Ulykkeslaster skal kombineres med andre laster i henhold til NS-EN 1990:2002, Tabell NA.A1.3.

Lastkombinasjoner for påvisning av kapasitet og brudd i grunnen er vist i tabell 5.3.

Tabell 5.3 Lastfaktorer for nyttelast for forskjellige type bygginger

	Permanente laster	Jordskjev laster	Dimensjonerende variabel last	Andre variable laster
For krefter i konstruksjonen	1,0	1,0	0,0 – 0,8	0,0 – 0,8
For brudd i grunnen	1,0	1,0	1,0 eller 0,0	1,0 eller 0,0

### 5.3.4 Kombinasjon av lastvirkninger i ortogonale retninger

Ved beregning av konstruksjoner for statiske/dynamiske laster, er det vanlig å angi et kartesisk koordinatsystem hvor den ene akse strekker langs byggets lengde og den andre langs byggets bredde. Lastene påsettes i planets x- eller y-retning. Beregning av jordskjelvlaster foretas gjerne for hver av x og y-retninger dvs. at vi antar at jordskjelvets rystelsesretning sammenfaller med våre akser. Retningene til jordskjelvs rystelser er vilkårlig og vil ikke nødvendigvis sammenfalle med våre akser. Hensynstaking til de ulike retningene av skjelvets virkning, ved å kombinere lastvirkningene er vist i NS-EN 1998-1, pkt.4.3.3.5. Lastvirkningen som følge av kombinasjonen av de horisontale komponentene i den seismiske påvirkningen kan beregnes av følgende kombinasjoner:

$$\text{a) } 1,0 \cdot E_{dx} \text{ "+" } 0,3 \cdot E_{dy} \quad 5.1$$

$$\text{b) } 0,3 \cdot E_{dx} \text{ "+" } E_{dy} \cdot 1,0$$

Kombinasjon a) lastvirkning i x-retning er primær retning, og y-retning er sekundær retning.

Kombinasjon b) lastvirkning i y-retning er primær retning, og x-retning er sekundær retning. (dvs. hver betraktet retning belastes med 100% lastvirkning fra primær retning + 30% lastvirkning fra sekundær retning).

Lastvirkningen fra den sekundære retningen kan neglisjeres (0.0% lastvirkning fra sekundær retning) for bygninger som er svært symmetriske og regulære, (se NS-EN 1998-1, pkt.4.3.3.5.1(8)).

I tillegg til horisontale lastvirkninger, skal vertikale seismiske påvirkninger ivaretas ved dimensjonering. I følge NS-EN 1998-1/NA, Tabell NA.3.4, skal den vertikale komponenten av den dimensjonerende grunnakselerasjonen settes til 60% av den horisontale ( $a_{vg}/a_g = 0,60$ ). Da faller

de aller fleste rystelsene i Norge inn under unntakskriteriene (se kapitel 5.6). Videre sier NS-EN 1998-1, pkt. 4.3.3.5.2, at det bør taes hensyn til de vertikale komponentene hvis akselerasjonen  $a_{vg}$  er større enn  $0,25g = 2,5m/s^2$ , som er langt over aktuelle verdier i Norge. RIF 2010, (referanse [2]), påpeker at det likevel kan være riktig å vurdere konstruksjonsdeler som kan bli kritisk for vertikale seismiske påvirkninger, for eksempel lange bjelker, utkragede konstruksjonsdeler og forspente konstruksjonsdeler.

Lastvirkningen som følge av kombinasjonen av de horisontale og vertikale komponentene i den seismiske påvirkningen kan beregnes av følgende kombinasjoner:

- a)  $1,0 \cdot E_{dx} \text{ "+" } 0,3 \cdot E_{dy} \text{ "+" } 0,3 \cdot E_{dz}$  5.2
- b)  $0,3 \cdot E_{dx} \text{ "+" } E_{dy} \text{ "+" } 1,0 \text{ "+" } 0,3 \cdot E_{dz}$
- c)  $0,3 \cdot E_{dx} \text{ "+" } 0,3 \cdot E_{dy} \text{ "+" } 1,0 \cdot E_{dz}$

## 5.4 Hovedparametre

For dimensjonering av bygninger for seismiske påvirkninger i hht. NS-EN 1998-1, må en rekke parametre bestemmes. Disse parametrene er kort beskrevet i dette kapitlet.

### 5.4.1 Konstruksjonsfaktor, $q$

Konstruksjonsfaktor  $q$ , er en faktor som NS-EN 1998-1 bruker til å redusere kraften som oppnås ved lineær analyse for å ta hensyn til konstruksjonens ikke-lineær respons. Det er også et uttrykk som beskriver byggets duktilitet. Jordskjelvstandarden skiller mellom lav duktilitet (DCL), middels duktilitet (DCM) og høy duktilitet (DCH). Høy duktilitet er ikke aktuelt for konstruksjoner i Norge og er dermed ikke behandlet i denne rapporten. Avhengig av byggets evne til å oppta/fordele jordskjelvlastene varierer konstruksjonsfaktoren mellom 1,0 – 4,0.

- Konstruksjonsfaktor for DCL kan velges som  $q \leq 1,5$ . Her har vi anledning til å bruke de vanlige dimensjoneringsstandardene til å påvise styrke i konstruksjonen. Lavere verdi av  $q$  enn 1,5 må bare vurderes i de tilfellene der disse standardene ikke følges.
- Konstruksjonsfaktor for DCM kan velges som  $1,5 \leq q \leq 4,0$ . Her antar vi at konstruksjonen har større evne til å oppta og fordele jordskjelvskreftene enn i tilfelle DCL. For å kunne bruke konstruksjonsfaktorverdiene større en 1,5 må konstruksjonen dimensjoneres etter særlige dimensjoneringsregler i tillegg til de som fremgår i dimensjoneringsstandardene (se kap.8).

Det bør nevnes at konstruksjonsfaktoren kan velges med to forskjellige verdier for to ortogonale retninger (for eksempel  $q=1,5$  for x-retning og  $q=3,0$  for y-retning).

### 5.4.2 Seismisk klasse (Faktor for seismisk klasse), $\gamma_1$ .

Valg av verdi for den seismiske faktoren  $\gamma_1$  er avhengig av seismisk klasse. Bygninger generelt kan inndeles i fire seismiske klasser (I – IV), [1]. Klassene velges ut i fra konstruksjonens pålitelighetsklasse, dvs. velges på grunnlag av konsekvens ved sammenbrudd av bygget, som fare for menneskeliv og økonomisk tap. Det er vanlig at samme type byggverk blir klassifisert i to eller tre forskjellige seismiske klasser. I slike tilfeller anbefales at byggverket grundig vurderes og forhastede avgjørelser ved valg av seismisk klasse bør unngås. En må være obs på byggverk som må være operative under og etter jordskjelv som sykehus, brannstasjoner, redningssentraler og kraftforsyning. Det er viktig at disse typer byggverk settes i seismisk klasse IV.

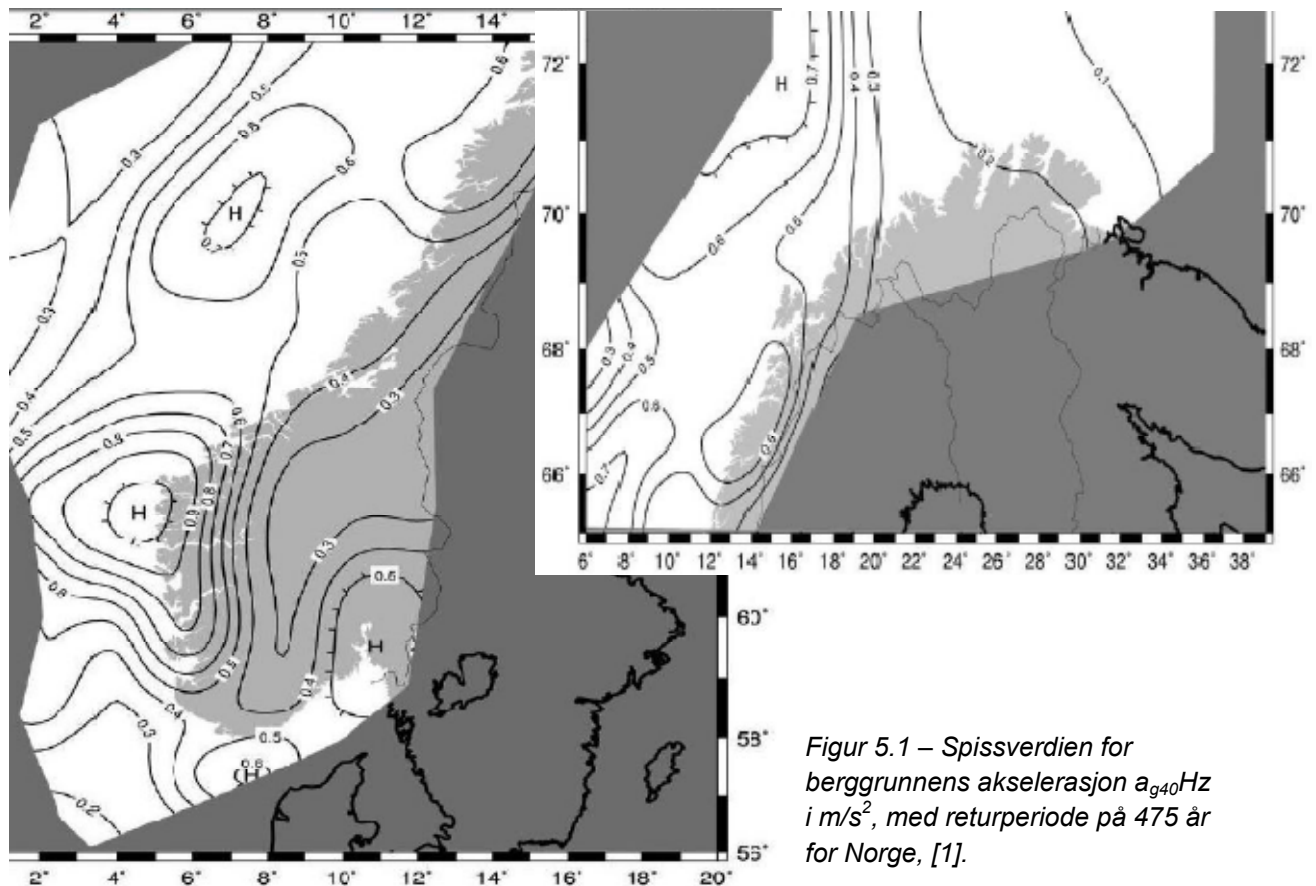
Verdiene for seismisk faktor  $\gamma_1$ , for de forskjellige seismiske klassene er gitt i NS-EN 1998-1, Tabell NA.4(901) og er gjengitt i Tabell 5.4.

Tabell 5.4 Verdier for seismisk faktor  $\gamma_1$

Seismisk klasse	I	II	III	IV
$\gamma_1$	0,7	1,0	1,4	2,0

### 5.4.3 Faktor, $a_{g40Hz}$ og $a_g$ .

Spissverdien for berggrunnens akselerasjon ( $a_{g40Hz}$ ) med returperiode på 475 år, varierer fra 0,1g – 1,0g ( $m/s^2$ ). Soneinndeling med forskjellig berggrunnakselerasjon er bestemt av norske myndigheter. En må være oppmerksom på at inn i maksimalområdene skal  $a_{g40Hz}$  gis et tillegg på  $0,05m/s^2$ . Kart med soneinndeling er gitt i NS-EN 1998-1/Figur NA3, gjengitt i figur 5.1.



Dimensjonerende grunnakselerasjon  $a_g$  for grunntype A kan settes  $a_g = 0,8 \cdot a_{g40Hz} \cdot \gamma_1$ .  $\gamma_1$  er faktor for seismisk klasse som vist i kap. 5.4.2.

### 5.4.4 Forsterkningsfaktor for grunnforhold, S.

Forsterkningsfaktoren for grunnforhold, S, kan variere fra 1,0 – 1,7 avhengi av grunntype under fundamentet. Verdier for S for de forskjellige grunntypene er gitt i NS-EN 1998-1, Tabell NA.3.3 og gjengitt i Tabell 5.4 (se kapittel 5.4.6).

Forsterkningsfaktoren for grunnforhold har direkte innvirkning på responspekteret slik det er illustrert på figur 5.2. Som konstruksjonsfaktoren kan  $S$  også ha to forskjellige verdier for to ortogonale retninger.

#### 5.4.5 Bygets egenperiode og knekkpunktene i responspektra, $T_B$ , $T_C$ og $T_D$ .

Byggets periode er tiden en svingebevegelse bruker fra den er i en bestemt svingetilstand, til den er i samme svingetilstand neste gang. Byggets periode er avhengig av byggets stivhet og er en egenskap som varierer fra bygg til bygg. Vanligvis er byggets egenperiode i størrelsesorden  $0,10 \cdot n_{\text{etg}}$  ( $0,10 \cdot$  antall etasjer og gitt i sekunder). Vanlige 3-5 etasjes bygninger (som er vanlig i Norge) har en egenperioden som kan tilnærmet settes lik  $0,3$ - $0,5$ s. Beregning av byggets egenperiode er nærmere beskrevet i kap.6.

$T_B$ ,  $T_C$  og  $T_D$  er tidspunktet som bestemmer knekkpunktene i responspekteret og varierer for forskjellige grunntyper. Responsverdien blir størst når byggets periode ligger mellom  $T_B$  og  $T_C$ , fordi i dette området ligger byggets egenperiode nærmest de periodene som jordskjelv forventes å svinge med. Når  $T$  nærmer jordskjelvetts periode, kan uønskede dynamisk resonanseffekter oppstå. Verdiene av  $T_B$ ,  $T_C$  og  $T_D$  for de forskjellige grunntypene er gitt i NS-EN 1998-1, Tabell NA.3.3, og gjengitt i tabell 5.5.

#### 5.4.6 Dimensjonerende responspektret, $S_d(T)$ .

Dimensjonerende horisontalt responspektra ( $S_d(T)$ ) er den dimensjonerende grunnakselerasjonen som gir grunnlag for beregning av seismisk kraft. Den dimensjonerende spektrale akselerasjonen bestemmes ut i fra byggets egensvingningsperiode ( $T$ ), dvs. den representerer byggets dimensjonerende seismiske akselerasjon.

Tabell 5.5 Verdier for parametre som beskriver anbefalte responspektrene

Grunntype	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,10	0,25	1,5
B	1,25	0,10	0,30	1,5
C	1,40	0,15	0,35	1,5
D	1,60	0,15	0,45	1,5
E	1,70	0,10	0,35	1,5

Spekterets kurve beskrives av en matematisk ligning som ivaretar påvirkningene fra de forskjellige parametrene nevnt i kapittel 5.5.1-5. Det dimensjonerende spekteret kan først bestemmes etter at overnevnte parametre er valgt.

For horisontale komponenter som utsettes for jordskjelv påkjenninger skal det dimensjonerende spektra  $S_d(T)$  defineres av følgende uttrykk:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) := a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (5.3)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) := a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) := \max \left[ a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right), \beta \cdot a_g \right]$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) := \max \left[ a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right), \beta \cdot a_g \right]$$

$a_g, S, T_C, T_B, T_D$  er som definert i kap 4.7

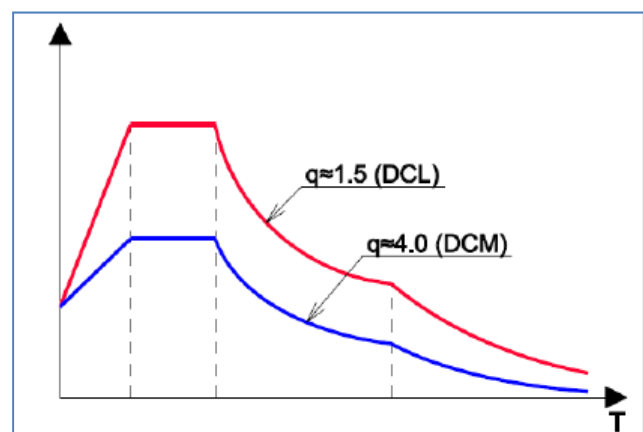
$S_d(T)$  er dimensjonerende spektrum

$q$  er konstruksjonsfaktor

$\beta$  er faktor for den nedre grenseverdien for det horisontale dimensjonerende spektret.

Effekten av konstruksjonsfaktor  $q$  på responspekter er vist i figur 5.2. Den illustrerer at økt verdi av  $q$  kan føre til betydelig reduksjon av verdi av responspekteret, og dermed også seismisk belastning på konstruksjonen.

Figur 5.2 Responspekter – illustrer reduserte verdier som kan oppnås når konstruksjonsfaktoren økes, RIF 2010.



#### 5.4.7 Masse, (m)

Med seismisk masse menes den totale massen over fundamentnivå eller over en stiv kjeller som tas med for beregning av seismiske krefter. Massen er fordelt i byggemassen og er direkte knyttet til den seismiske kraften, dvs. den er avgjørende for de seismiske kreftene som oppstår på fundamentnivå og i hvert nivå i bygget. Seismisk masse settes lik det som tilsvarer byggets egenvekt og permanentlast. I permanent last skal inkluderes den permanente andelen av nyttelast og snølast (se kap 5.3). Masse angis i kg, dvs. beregnet last omregnes fra kN til kg.

## 5.5 Geotekniske aspekter

I dette kapittelet skal vi berøre noen av de sentrale temaene i denne Jordskjelvstandarden som omhandler geoteknikk. Generelle prosjekteringsregler som omhandler geotekniske aspekter er angitt i Jordskjelvstandarden, Del 5 (NS-EN 1998-5), [1]. I tillegg finnes det flere kapitler i NS-EN 1998-1 som omhandler geotekniske betraktninger i vurdering av seismiske påvirkninger. RIF 2010, [2], anbefaler at en geotekniker tas med tidlig i prosjekteringsfasen for å identifisere kritiske elementer, som vurdering av grunnstype, potensiell degradering og liquefaction potensial. I hht NS-EN 1998-1 skal innflytelsen av lokale grunnforhold på seismiske påvirkninger ivaretas ved å klassifisere grunn typer ved deres stratigrafiske profiler og parametre. Forskjellige grunn typer som gjelder for Norge er gitt i NS-EN 1998-1, Tabell NA.3.1, som er gjengitt i tabell 5.6.

Tabell 5.6 Grunn typer som gir grunnlag for å ivareta innflytelsen av grunnforhold på grunnbevegelser, (NS-EN 1998-1).

Grunn- type	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (slag/30cm)	$c_u$ (kPa)
A	Fjell eller fjell-lignende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	–	–
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 – 800	> 50	> 250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.	130 – 180	10 – 15	40 – 70
E	Et grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med $v_s$ -verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med $v_s > 800$ m/s.			
$S_1$	Avleiringer som består av eller inneholder et lag med en tykkelse på minst 10 m av bløt leire/silt med høy plastisitetsindeks ( $PI > 40$ ) og høyt vanninnhold.	< 100 (antydnet)	–	10 - 20
$S_2$	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A – E eller $S_1$ .			

### 5.5.1 Grunnforhold og innvirkning på seismisk spekter

Som nevnt i kapitel 4, blir respons spektra påvirket av lokale grunnforhold pga at forskjellige grunn typer har forskjellige egenskaper som fører til grunnbevegelsesforstrekninger. I hht jordskjelvstandarden, [1], bør byggegrunnen klassifiseres etter verdien av den gjennomsnittlige skjærbølgehastigheten i de øverste 30m ( $v_{s,30}$ ), hvis den er tilgjengelig, eller så bør verdiene for  $N_{SPT}$  (slag/30cm) gitt i NS-EN-1998-1, tabell 3.1 brukes . Den gjennomsnittlige skjærbølgehastighet beregnes ved følgende uttrykk:



$$v_{s.30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_i}} \quad 5.4$$

hvor  $h_i$  og  $v_i$  er henholdsvis tykkelse og skjærbølgehastighet av lag  $i$ .

Generelt kan skjærbølgehastighet  $v_s$  beregnes av ligning:

$$v_s = \sqrt{G_{max}/\rho} \quad 5.5$$

hvor  $G_{max}$  er skjærmodul ved små tøyninger (som varierer for forskjellige grunnmasser), og  $\rho$  er massetetthet av jord. I følge RIF 2010, kap. 3, kan normalisert skjærmodul  $G_{max}$  for normalkonsoliderte leire tilnærmet beregnes vha. empiriske ligninger. For kvikkleire anbefales at  $G_{max}$  måles i laboratorium eller direkte på felt. Teorien bak beregning og utledning av skjærmodul, skjærbølgehastighet samt innvirkning av grunnforhold på grunnakselerasjon (grunnhastighet) er grundig beskrevet i Villaverde 2009, kap. 8 og 13, [4].

### 5.5.2 Fundamentsystemer

Valg av type fundamenter skal sikre at hele bygget blir utsatt for en jevn seismisk eksitasjon. Siden jordskjelvlaster er resultat av grunnbevegelser, og fundamenter er byggets forbindelse til grunnen, er det viktig at koblingen fundament- overliggende bygg har tilstrekkelig kapasitet til å motstå seismiske påvirkninger.

RIF Veilederen 2010, anbefaler at det benyttes en type fundament for en konstruksjon, med mindre konstruksjonen består av flere dynamiske enheter. Ved valg av fundamenttype skal man ta hensyn til, (NS-EN 1998-5, pkt.5.2):

- a) Fundamentet skal være stivt nok slik at det kan overføre lokale laster fra konstruksjonen til grunnen uniformt.
- b) Horisontalstivhet av fundamentet skal velges med tanke på effekt av horisontale forskyvninger mellom vertikale elementer.

### 5.5.3 Kraftoverføring og forbindelser i fundament

Horisontale seismiske laster som konstruksjonene utsettes for tas vanligvis opp som skjærspenning ved overgang fundament- masser og passiv jordtrykkmotstand (for eksempel jordtrykk bak kjellervegg). I hvor stor grad den passive jordtrykkmotstanden kan utnyttes er usikkert. I hht. NS-EN 1998-5, pkt.5.3.2(3), skal passivt jordtrykkmotstand begrenses til 30% av fullt utnyttet motstand. Horisontale og normale krefter skal bli overført til grunnen ved NS-EN 1998-5, pkt.5.3:

- midlere horisontal skjærmotstand mellom fundamentet og grunnen
- midlere skjærmotstand mellom vertikale sider av fundamentet og grunnen

- midlere motstand fra jordtrykk på siden av fundamentet

Normale krefter og momenter kan overføres til grunnen ved:

- direkte trykk mellom fundamentets underside og grunnen
- horisontal skjærmotstand mellom sidene på et dypt fundament og grunnen
- vertikal skjærmotstand mellom sidene på dype fundamenter (peler, bokser osv.)

Jordskjelvstandarden, [1], krever at fundamentsystemer kobles med sammenbindingsbjelker, bunnplater eller andre avstivningselementer i horisontal plan (horisontale forbindelser). Disse elementene skal sikre at horisontallasten fordeles på flest mulig fundamenter. Horisontale forbindelsene skal dimensjoneres for trykk og strekk laster i størrelsesorden (NS-EN 1998-5, pkt.5.4.1.2):

$$\pm 0,3 \alpha \cdot S \cdot N_{Ed} \text{ for grunntype B}$$

$$\pm 0,4 \alpha \cdot S \cdot N_{Ed} \text{ for grunntype C}$$

$$\pm 0,6 \alpha \cdot S \cdot N_{Ed} \text{ for grunntype D}$$

hvor  $N_{Ed}$  er den gjennomsnittelige seismiske aksialkraft i de vertikale strukturelementene forbundet med bindebjelkene.

### 5.5.4 Kapasitet av fundamenter

Kriteriene for dimensjonering av fundamenter er spesifisert på EC8-5 kap.5.4. Fundamentets kapasitet i bruddgrensetilstand beregnes av følgende uttrykk:

$$V_{Ed} \leq F_{rd} + E_{pd} \quad \text{der} \quad F_{rd} = N_{ed} \cdot \tan(\delta) / \gamma_M \quad 5.6$$

Hvor  $F_{rd}$  er friksjonsmotstanden for et fundament og  $E_{pd}$  er lateral motstand fra passivt jordtrykk,  $N_{ed}$  er normalkraften på det horisontale fundamentet,  $\delta$  er friksjonsvinkelen mellom fundamentet og grunnen og  $\gamma_M$  er materialfaktoren.

Lastvirkning som fundamenter dimensjoneres for beskrives slik, ”Lastvirkningene for konstruksjonsdelene til fundamentet skal beregnes på grunnlag av overveielser ved dimensjoneringen av energiabsorpsjon undre hensyntaking til utvikling av mulig overstyrke, men de trenger ikke være større enn lastvirkningen som tilsvare konstruksjonens respons under forutsetning elastisk oppførsel”, (NS-EN 1998-1 pkt.4.4.2.6(2)P). Ved dimensjonering av konstruksjoner for DCM, kan dimensjonerende lastvirkningen på fundament  $E_{Fd}$  beregnes av uttrykk:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot E_{F,E} \quad 5.7$$

hvor  $E_{F,G}$  er dimensjonerende ikke- seismisk lastvirkning,  $E_{F,E}$  dimensjonerende seismisk lastvirkning fra analyse,  $\gamma_{Rd}$  er overstyrkefaktor og  $\Omega$  er verdien av  $(R_{di} / E_{di}) \leq q$  for den energiabsorberende sonen ( $R_{di}/E_{di}$  er den dimensjonerende kapasitet, henholdsvis dimensjonerende verdi av lastvirkning på sonen eller betraktet konstruksjonsdel  $i$ ). Faktoren  $\Omega$  skal sikre at det dannes plastisk ledd like over fundamentet, før andre deler av fundamentet kommer til flytting (overskrider flyttegrensen).

Videre presiserer Jordskjelvstandarden, pkt.4.4.2.6(3), at lastvirkning på fundament beregnet på grunnlag av en konstruksjonsfaktor ( $q \leq 1.5$ , DCL), kan brukes uten videre overveielse av energiabsorpsjon nevnt over. I hht NS-EN 1998-1 pkt.5.8.1, kan lastvirkningen beregnet på grunnlag av DCL benyttes for dimensjonering av fundamenter selv om konstruksjonen over fundamentet dimensjoneres for DCM. Det innebærer at en beregner lastvirkning for både DCL og DCM, der konstruksjonen over fundamentet kontrolleres for laster med en konstruksjonsfaktor  $q > 1.5$ , mens fundamenter kontrolleres for laster med konstruksjonsfaktor  $q \leq 1.5$ .

### 5.5.5 Samvirke mellom jord og konstruksjon

Samvirke mellom jord og konstruksjon (fleksibilitetseffekter) kan gi lengre egensvingningsperiode og dermed redusert seismisk kraft. Hensynstaking til samvirke mellom jord og konstruksjon fører til et ekvivalent dempingsforhold, men det er ikke enkelt å ta hensyn til et tillegg til dempingsforholdet i det dimensjonerende responsspektret,  $S_d$ . RIF 2010, påpeker at samvirke mellom jord og konstruksjon kan anvendes bare for bygg som tilfredsstillende kravene til bruk av tverrkraftsmetoden (SDOF-systemer).

I følge NS-EN 1998-5, pkt.6, skal man ta i betraktning jord- konstruksjon samvirke for følgende tilfeller:

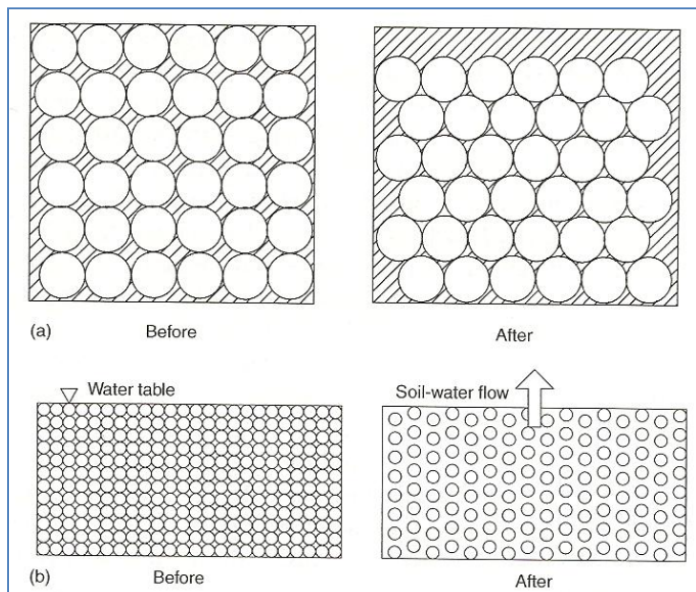
- a) Konstruksjoner der annen ordens ( $P-\delta$ ) effekter er store;
- b) Konstruksjoner med massive eller dyptliggende fundamenter, slik som broer; offshore "caisson" og siloer;
- c) Slanke, høye konstruksjoner, slik som tårn;
- d) Konstruksjoner fundamentert over bløte leirer med gjennomsnittlig skjærbølgehastighet mindre enn 100 m/s.

Beregning av konstruksjonens egensvingningsperiode og dempingsforhold ved hensynstaking til samvirke jord- konstruksjon er kort beskrevet i RIF 2010, kap.3.7 og 8.7, [2]. Grundig vurdering, utledning og beregning av samvirke mellom jord og konstruksjon er vist i Villaverde 2009, kap.13, (referanse [4]).

### 5.5.6 Liquefaction

Grunnbevegelsene på grunn av seismiske aktiviteter kan i noen tilfeller føre til at noen typer jordarter endrer form (fra fast til flytende form), og på den måten mister sin bæreevne og stabilitet. Dette fenomenet kalles for "Liquefaction" og er typisk for vannmettede kohesjonløse materialer som blir utsatt for rystelser. Ved bygging på lavtliggende områder bestående av linser eller sand, med grunnvannstand nær terrengnivået bør derfor liquefaction evalueres. I følge NS-EN 1998-5, pkt. 4.1.4(7), behøver liquefaction ikke evalueres hvis lag med liquefaction-potensiale ligger dypere enn 15m.

Jordarter består av partikler som er i kontakt med en rekke nabopartikler, hvor hulrommet mellom disse partiklene varierer for forskjellige type jord. Jordstivheten og/eller skjærfastheten er avhengig av kontaktkreftene mellom disse partiklene som holder dem på plass. Ved eventuelle rystelser forårsaket av jordskjelv kan strukturen av vannmettede lag bestående av liquefaction-potensiale jordarter brytes sammen slik at partiklene omstruktureres i en ny tettere konfigurasjon (se figur 5.3a). Vannet som fyller hulrommene mellom disse partiklene frigjøres (presses bort) og resultatet er store deformasjoner og setninger i byggrunnen. I noen tilfeller blir porevannet ikke presset ut men blir i stedet fanget opp og lar ikke partiklene bli pakket sammen. Rystelsene fører til at trykket i porevannet øker og etter hvert blir det like stort som trykket fra overliggende masser, og hvis



vannet ikke har dreneringsmuligheter, vil trykket presse vannet ut mot overflaten. Dette vanntrykket (vannoppdriften) bryter kontakten mellom partiklene og på den måten blir vann og grunnmasser blandet sammen (se figur 5.3b).

*Figur 5.3 Skjematisk fremstilling Liquefaction; a) arrangering av jordpartikler (tettpakningseffekten) for en vannmettet jordart før og etter rystelsene; b), arrangering av jordpartikler for en vannmettet jordart som følge av økt porevanntrykk før og etter rystelsene (Villaverde 2009).*

Hvis det viser seg at liquefaction utgjør fare for konstruksjonens integritet (svikt i grunnens bæreevne), bør det iverksettes tiltak for forbedring av grunnforholdene. Det finnes en rekke tiltak som kan iverksettes, som for eksempel: grunnforsterkning (masseutskifting), komprimering, drenering (senking av grunnvannstanden) eller bruk av peler for å overføre lastene til sikrere lag, ved iverksetting av sistnevnte tiltak, bør dimensjonering (pelekapasitet) utføres i samsvar med NS-EN 1998-5, pkt.4.1.4(14), dvs. redusert støtte fra liquefaction-potensiale lag bør nøye vurderes.

## 5.6 Utelatelseskriteriene

Norge er lavseismisk område og derfor bør en undersøke om utelatelseskriteriene gitt i NS-EN 1998-1 kan anvendes. Under i dette kapitlet skal vi se litt nærmere på disse kriteriene, der bestemmelsene i EN 1998-1 ikke nødvendigvis må overholdes.

### **Kriterium 1- Konstruksjonstype**

I følge nasjonalt tillegg NA.3.2.1 er det ikke nødvendig å påvise tilstrekkelig sikkerhet etter NS-EN 1998-1 for:

- Konstruksjoner i seismisk klasse I [se tabell NA.4(902)]
- For lette trekonstruksjoner (lette bygg eller enklere bygg)

### **Kriterium 2- Lav seismisitet**

Vi kan se bort fra seismiske påvirkninger dersom kriteriene i NS-EN 1998-1 pkt.2.2.1/3.2.1 er oppfylt, dvs  $a_g < 0,04 \cdot g = 0,39 \text{ m/s}^2$ . Dette kriteriet blir imidlertid overstyrt av det tilsvarende punktet i NA (National Annex), slik at det ikke gjelder i Norge.

- $a_g S = \gamma_1 (0,8 a_{g40\text{Hz}}) S < 0,49 \text{ m/s}^2$

der  $\gamma_1$  er en faktor avhengig av seismisk klasse,  $a_{g40\text{Hz}}$  er spissverdi for bergrunnens akselerasjon, S er en forsterkningsfaktor avhengig av grunntype.

### **Kriterium 3 - Dimensjonerende spektra kriteriet**

Det er ikke nødvendig å overholde bestemmelsene i NS-EN1998-1, i de tilfeller der den dimensjonerende grunnakselerasjon, beregnet med konstruksjonsfaktor  $q = 1,5$  er:

- $S_d(T) \leq 0,05g < 0,49 \text{ m/s}^2$

Kriteriet vist over gjelder ikke for broer i seismisk klasse IV, der det alltid er krav om påvisning av tilstrekkelig sikkerhet etter NS-EN 1998-1, pkt. NA.3.2.1(5).

### **Kriterium 4 - Kraft kriteriene**

Vi kan se bort fra seismiske påvirkninger dersom skjærkraft fra dimensjonerende seismiske lastkombinasjoner på grunnnivå er mindre enn de andre relevante lastkombinasjonene:

- $1,0 \cdot F_b < (1,5 \cdot F_{\text{vind}} + 1,05 \cdot F_{\text{skjevstilling}}) \cdot (Y_{c\_bruddgrense} / Y_{c\_DCL})$

Dette kriteriet kan benyttes for bygninger som tilfredsstillt kravene til enkelthet i plan og oppriss, må konstruksjonsfaktoren  $q \leq 1,5$  (DCL), når kreftene er basert på lineær analyse og når en lineær analysemodell er representativ for bygget. Vind + skjevstillingslasten økes som vist i ligningen over ved å ta hensyn til materialfaktoren for brudd/ulykkesgrensetilstand.

## 5.7 Utforming av bygningskonstruksjoner

Dimensjoneringen av bygningskonstruksjoner på basis av forenklede beregningsmetoder skal tilfredsstillende en rekke krav gitt i NS-EN 1998-1, [1], mht konstruksjonsmessig enkelhet, regelmessighet, symmetri og redundans. For bygninger som tilfredsstiller disse kravene kan det benyttes forenklede konstruksjonsanalyser som kan anvendes uten bruk av kommersielle elementmetodebaserte dataprogrammer. Konstruksjonsutforming i hht krav i jordskjelvstandarden som nevnt over er beskrevet i etterfølgende sider.

### 5.7.1 Konstruksjonsmessig enkelhet

For seismisk dimensjonering skiller det mellom regulære og ikke-regulære konstruksjoner. Regulære bygningskonstruksjoner fører til mer pålitelig og forutsigbar kraftoverføring som resulterer i mye mindre usikkerhet for modellering, beregning, detaljering, dimensjonering og oppføring.

Kriteriene for regularitet i plan og oppriss skal være i samsvar med bestemmelsene gitt i NS-EN 1998-1, pkt.4.2.4. I hht NS-EN 1998-1, pkt.4.3.1(4) sier *”Kriteriene for regularitet gitt i 4.2.3.2 og 4.2.3.3 bør anses som nødvendige betingelser. Det skal påvises at bygningens forutsatte regularitet ikke hindres av andre egenskaper som ikke er innbefattet i disse kriteriene”*. Bygninger som ikke tilfredsstiller disse kravene kan likevel dimensjoneres for seismiske påvirkninger, men da må konstruksjonsanalyse utføres på basis av rommelige 3D-modeller. For bygninger som er ikke-regulære i oppriss må referanseverdien for konstruksjonsfaktoren  $q$  reduseres med en faktor på 0.8 (kravet gjelder for duktil dimensjonering (DCM)).

Både regularitet i plan og oppriss er viktig ved jordskjelvdimensjonering. Regularitet i plan kan sikres ved å fordele bærende bygningsdeler (avstivende konstruksjonsdeler som skiver og fagverk) jevnt over byggets plan. Dette fører til økt evne til direkte overføring av treghetskraftene som oppstår i planens fordelte masser. Konstruksjoner som er regulære i oppriss kjennetegnes å bestå av avstivningssystemer som går kontinuerlig fra fundamentnivå og til byggets topp. Jevnt stivhet over alle plan hindrer soner med spenningskonsentrasjoner som fører til svake punkter i enkelte plan.

### 5.7.2 Regularitet i plan

Sett fra internasjonale aksepterte konstruksjonsprosedyrer er en stor del av bygningene i Norge prosjektert med det man vil anse som uregelmessige og ikke-symmetriske sideveis bæresystemer. Grunnen til det er at det ikke ble tatt hensyn til seismiske påvirkninger ved dimensjonering av bygninger tidligere.

Konstruksjonens regularitet i plan beskrives slik, "Når det gjelder fordeling av sideveis stivhet og masse, skal bygningskonstruksjonen være tilnærmet symmetrisk i plan i forhold til to ortogonale akser... Utforming av plan skal være kompakt, dvs. hvert gulv skal avgrenses av en polygonal, konveks linje... Gulvets stivhet i plan skal være tilstrekkelig stor sammenliknet med sideveis stivhet av de vertikale konstruksjonsdelene, slik at deformasjonene av gulvet har lite innvirkning på fordeling av kreftene blant de vertikale konstruksjonsdelene...", (NS-EN 1998-1, kap.4.2.3.2).

Basert på mange observasjoner som er utført etter jordskjelv, [2], viser det seg at konstruksjoner med ikke symmetriske avstivningssystemer, oppfører seg ufordelaktig ved seismiske påkjenninger. Dette fenomenet ble observert i mange konstruksjoner som ble utsatt for jordskjelv. Spesielt tydelig var det i San Francisco under 1906 skjelvet. Der ble det observert at bygningene på gatehjørnene fikk større deformasjoner enn de som lå ved siden av dem. Årsaken var at hjørnebyggene ofte hadde store vindusareal på de to veggene ut mot gatene, i forhold til dominerende hele veggareal på de to andre sidene. Effekten av torsjon på disse konstruksjonene ga betydelig større hyppighet av skader og konstruksjonssvikt, (Veileder 2010, kap.7.3).

Generelt kan vi si at konstruksjoner med stor avstand mellom konstruksjonens massesenter og stivhetssenter (senteret til den horisontale stivhet) er ikke-symmetriske, og motsatt for konstruksjoner med sammenfallene CM og CR (stivhetssenteret betegnes med CR, og massesenteret med CM).

Hvis CR og CM ikke sammenfaller (usymmetriske systemer), må en ta hensyn til høyre ordens svingeformer som forårsakes av torsjonsvirkninger, dvs. det må foretas tre-dimensjonelle analyser som ivaretar effekten av gulvets horisontale rotasjon, [4]. For konstruksjoner med stor eksentrisitet (stor avstand mellom CM og CR), kan torsjonsvirkningen gi store påkjenninger på konstruksjonens avstivningssystem, ofte større enn translasjonskreftene fra betraktet ortogonal retning.

For bygningskonstruksjoner som oppfyller krav til regularitet i plan og oppriss i hht. [1], kan forenklete konstruksjonsanalysemetoder benyttes, i motsetning til mer komplekse modale- eller tidshistoriemetoder. Jordskjelvstandarden [1], stiller en rekke krav og retningslinjer for konstruksjoner som skal kategoriseres som regulære. Her er noen av de viktigste punktene som må tilfredstilles, NS-EN 1998-1, pkt.4.2.3.2:

- Byggets slankhet i plan skal ikke være større enn 4 ( $\lambda = L_{\max}/L_{\min} \leq 4$ ), hvor  $L_{\max}$  og  $L_{\min}$  er henholdsvis er bygningens største og minste mål i planet, målt i ortogonale retninger.
- På hvert nivå og i hver retning  $x$  og  $y$  skal konstruksjonens eksentrisitet  $e_0$  og torsjonsradiusen  $r$  oppfylle følgende betingelser; uttrykt for analyse i  $y$ -retningen

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x \quad \text{og} \quad r_x \geq I_s$$

$e_0$  – er avstanden mellom masse- og stivhetssenter normalt på den retningen som vurderes



$r_x$  – er torsjonsradius; kvadratroten av forholdet mellom torsjonsstivhet og sidestivhet i den retningen som vurderes

$I_s$  – er gulvmassens treghetsradius i planet. Kvadratroten av forholdet mellom gulvmassens polare treghetsmoment, med hensyn til gulvets massesenter, og gulvmassen.

For et bygg med *rektangulær grunnflate*, der arealet har dimensjonene  $l$  og  $b$ , kan gulvmassens treghetsradius i planet uttrykkes;

$$I_s = \sqrt{\frac{l^2 + b^2}{12}}$$

For å ivareta en ujevn massefordeling over planarealet, skal *minste tillatte maksimalavstand* mellom massesenter og stivhetssenter settes:

$$e_{ox} \leq 0,30 * I_s$$

For bygninger i nærheten av denne verdien, kan det sies å være regelmessig i planet. Eksempel for påvisning av byggets krav til regularitet i plan er vist på vedlegg A2.1 i denne rapporten.

	"Komplisert" geometri	God løsning	
Store deformasjoner og rotasjoner pga. avstivning bare på én side av bygget			Avstivning fordelt symmetrisk på Motstående vegger
Mulig rotasjon av bygget			Minimalisering av vridning med relativt stor avstivnings kjerne og/eller med søyler i ytterveggene
Eksentrisk plassert avstivningskjerne gir torsjon i planet			Symmetrisk plasserte avstivningskjerner
Torsjon i planet pga. uregelmessig plassering av avstivningsvegger			Avstivning langs hver av byggets vegger

Figur 5.4 Illustrasjon av ulike sideveis bæresystemer i plan.

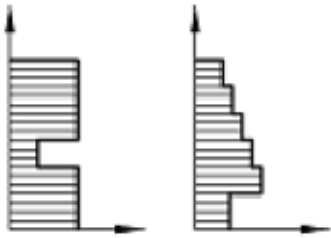
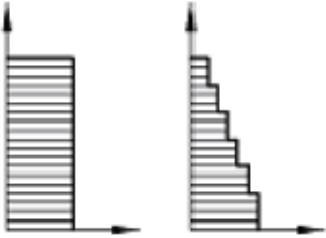
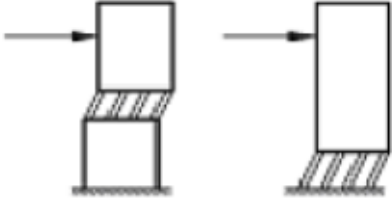

Gode og dårlige eksempler på sideveis avstivningssystemer er illustrert i figur 5.4. Ved å følge disse generelle prinsippene for utforming av bygg blir det enklere å prosjektere jordskjelvsikre bygninger, og detaljerte analyse kan unngås.

### 5.7.2 Regularitet i oppriss

Bygningskonstruksjonens symmetri og regelmessighet vertikalt er like viktig som i horisontalt plan. Stivheten av konstruksjoner og dermed konstruksjonens stivhetssenter bestemmes ut i fra vertikale avstivningselementer.

Konstruksjonens regularitet i oppriss beskrives slik, "Alle avstivningssystemer som motstår sidelaster, som kjerner, bærevegger eller rammer, skal fortsette uten avbrudd fra fundament til topp av bygningen... Både sidestivhet og masse av de enkelte etasjene skal forbli konstant eller reduseres gradvis uten brå endringer fra bunnen til toppen av en bestemt bygning...", (NS-EN 1998-2, kap.4.2.3.3).

Eksempler på komplekse og gode løsninger for vertikale avstivningssystemer er illustrert i figur 5.5.

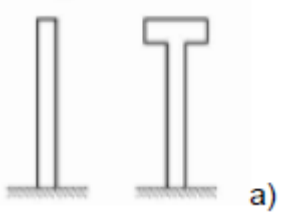

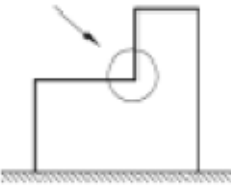
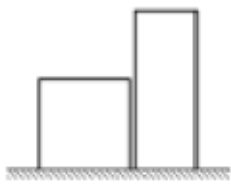
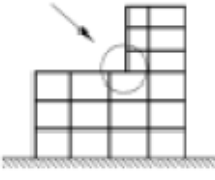
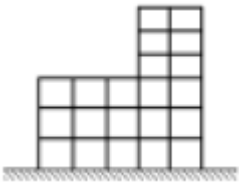
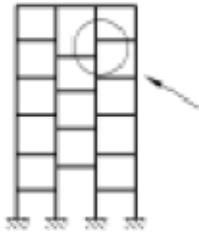
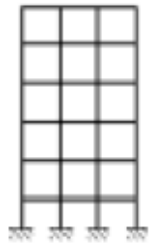
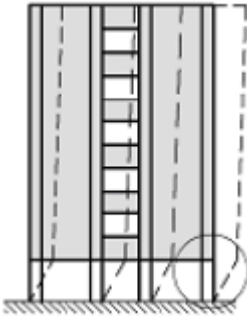
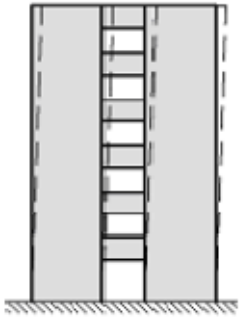
"Komplisert" geometri	God løsning
	
	
Stivhetsfordeling med brå endringer gir konsentrasjon av ikke elastiske deformasjoner	Konstant stivhetsfordeling eller jevn avtrapping gir jevn deformasjonsfordeling

Figur 5.5 Illustrasjon av regelmessighet i oppriss.

Som det fremgår i jordskjelvstandardens kriterier for regularitet, skal vertikale avstivningssystem helst ha samme stivhet i alle plan for å unngå lastkonsentrasjoner i enkelte områder som kan føre til sammenbrudd av etasjeskillene ("soft story" effekter). Det vertikale avstivningssystemet bør være mest mulig likt i to ortogonale retninger, [2].

Siden Norge kan betraktes som et område med lav seismisitet, er det ofte ønskelig å bruke forenklete seismiske analyser ved dimensjonering av konstruksjoner for jordskjelv. Den største utfordringen i denne sammenhengen er at man her til lands ønskes ofte å ha bygninger med en mer åpent første etasje, dvs. første etasje får mye lavere sidestivhet enn overliggende etasjer.

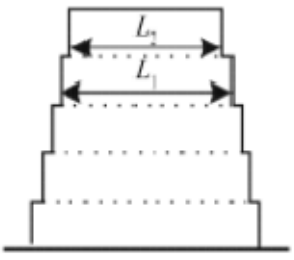
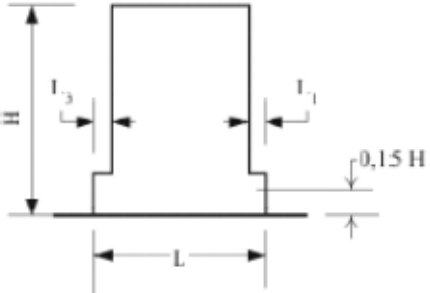
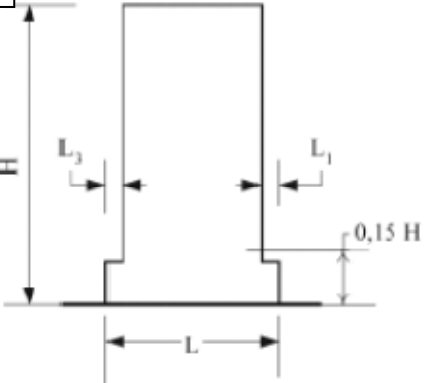
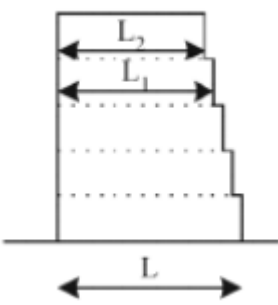
Innføring av NS-EN 1998-1, medfører at slike bygg må analyseres og detaljeres på basis av kompliserte rommelige analysemetoder. Kvalitative og prinsipielle illustrasjoner av symmetri og regelmessighet i vertikalplanet vises i figur 5.6.

	<b>"Komplisert" geometri</b>	<b>God løsning</b>
<p>a) Konsentrasjon av masser høyt over bakken krever mye av etasjene under og fundamentet</p> <p>b) Breder fundament gir gunstigere overføring av krefter</p>		
<p>Inntrukete etasjer vil gi konsentrerte krefter og deformasjoner</p>		
<p>Uheldig avbrudd i ramme systemet</p>		
<p>Slike mellometasjer kan ødelegge hele sideavstiving systemet</p>		
<p>Vesentlig reduksjon av stivhet fører til store rotasjoner i enkelte vertikale elementer</p>		

Figur 5.6 Illustrasjon av vertikal konstruktiv utforming.

Jordskjelvstandarden [1], stiller en rekke krav og retningslinjer for konstruksjoner som skal kategoriseres som regulere i oppriss. For tilbaketrukkede deler gjelder følgende betingelser, NS-EN 1998-1, pkt.4.2.3.3(5):

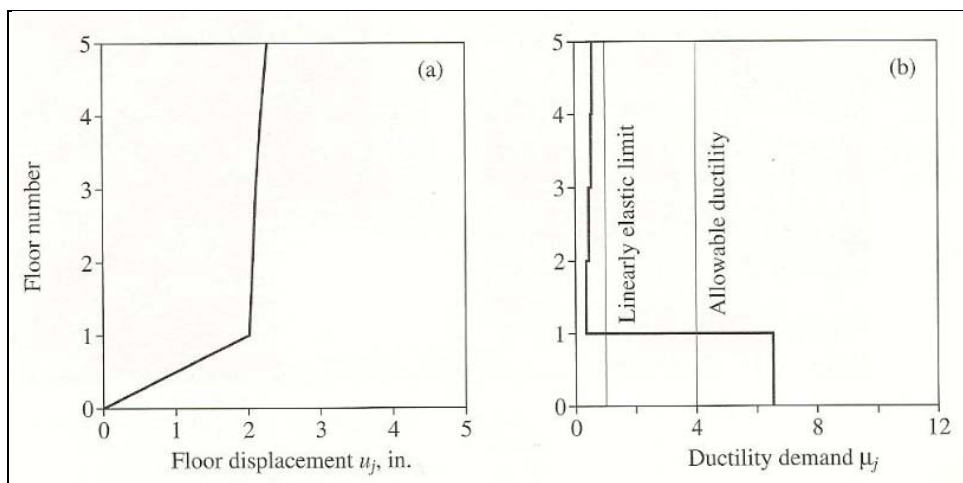
- For gradvis tilbaketrukkede deler skal den tilbaketrukkede delen ved et gulv ikke være større enn 20% av den forrige plannivå (se figur 5.4a og figur 5.7b);
- For en tilbaketrukket del innenfor de nederste 15% av den totale høyden av hovedbæresystemet skal den tilbaketrukkede delen ikke være større enn 50% av det forrige planmålet (se figur 5.7c);
- Hvis de tilbaketrukkede delene er ikke-symmetriske, skal summen av tilbaketrukkede deler ikke være større enn 30% av planmålet ved grunnivå, og de enkelte tilbaketrukkede delene skal ikke være større enn 10% av den forrige planmålet (se figur 5.7d).

<p>Kriterier for (a): <math>\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0.20</math></p>	<p>Kriterier for (b): <math>\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0.20</math></p>
<p>a</p> 	<p>b</p>  <p>(Tilbaketrukkede deler finnes over 0.15H)</p>
<p>Kriterier for (c): <math>\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0.20</math></p>	<p>Kriterier for (d): <math>\frac{L + L_2}{L} \leq 0.30</math>; <math>\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0.20</math></p>
<p>c</p>  <p>(Tilbaketrukkede deler finnes under 0.15H)</p>	<p>d</p> 

Figur 5.7 Illustrasjon av kriterier for avtrapping av vertikal stivhet.

### 5.7.3 Soft story og Torsjonsmotstand

En bygningskonstruksjon bestående av flere etasjer, hvor den ene etasjen har vesentlig lavere horisontal stivhet enn over- eller underliggende etasjer kalles for "soft story" bygning. I figur 5.8 er det vist et typisk eksempel på deformasjon og duktilitetsfaktor for en typisk konstruksjon med lavere stivhet i første plan (se også Chopra 2001, pak.19.2), [5]. I dette tilfellet er det tatt utgangspunkt i en 5 etg. bygning, hvor etasje 2-5 har 4 ganger høyere stivhet enn første etasje. Fra figuren ser vi at avstivningselementene i den svake etasjen får store plastiske deformasjoner (rotasjoner), mens avstivningselementene i de overliggende etasjer forblir innenfor det elastiske området. Fra figuren ser vi at deformasjonen ved det første planet utgjør mer enn 90% av den totale deformasjonen. Ved slike store horisontale forskyvninger ved svake plan, er andre ordnes effekter (såkalte P- $\delta$  effekter) uunngåelige, og dette må tas hensyn til ved dimensjoneringen.



Figur 5.8 Respons av en 5.etg. bygning med soft-story: a) maks gulvdeformasjon; b) maks duktilitetsfaktor, (Chopra 2001)

RIF Veilederen 2010, [2], påpeker at i Norge er "soft story" en vanlig problemstilling for et typisk bygg med næringslokaler på bakkeplan, der det er lagt vekt på åpne og fleksible lokaler og regelmessigheten i avstivningssystemets brytes.

Et typisk eksempel på slike konstruksjoner kan være bygninger med søyler i første plan og veggskiver i planene over. Siden de seismiske påkjenningene er resultat av selve konstruksjonens masse som påtvinges i bevegelse, vil de seismiske lastene konsentrere seg i soft story. Konsentrasjon av laster på svake plan kan føre til situasjoner hvor vertikale konstruksjonsdeler får store deformasjoner (rotasjoner), og i mange tilfeller vil påkjenningene overskride materialets (tverrsnittets) kapasitet, noe som resulterer i uønskede brudd i bærende konstruksjonsdeler. Dette har skjedd mange steder hvor man har opplevd store jordskjelv. Et kjent eksempel er Olive View Hospital, San Fernando, California (San Fernando jordskjelvet, 09. februar 1971), [5], som var bygget bare fem måneder før jordskjelvet intraff. Bygget hadde et avstivningssystem bestående av armerte betongsøyler i første plan og betong veggskiver i overliggende plan. Etter jordskjelvet

ble det observert at byggets fire øverste etasjer kun fikk små synlige skader, mens søylene i første etasje fikk store skader som nesten førte til total kollaps, [5].

Et annet moment som er viktig i utformingssammenheng er konstruksjonens torsjonsstivhet. Konstruksjonens torsjonsstivhet bør være tilstrekkelig for å ivareta vridninger og ujevne belastninger på bærende bygningsdeler. Selve bygningen skal utformes slik at det skal kunne oppta utilsiktede torsjonsvirkninger som minst tilsvarer total lateral seismisk kraft multiplisert med en minsteeksentrisitet, [1]. Av den grunn vil det være hensiktsmessig å ha avstivnings- elementer nær bygningens ytterkant, jevnt fordelt på plan. NS-EN 1998-1 pkt 4.3.3.2.4 viser hvordan en kan ta hensyn til utilsiktet torsjonsvirkning for konstruksjoner med sideavstivning og masse symmetrisk fordelt i plan. Dette gjøres ved at lastvirkningene i den enkelte lastbærende konstruksjonen multipliseres med faktoren  $\delta$  (se kap.6).



#### 5.7.4 Diskusjon

Poenget med bygg som går over flere etasjer er å få plass til mest mulig på et begrenset område. Den viktigste forutsetningen er at disse byggingene må ha tilstrekkelig stivhet som motstår de vertikale og horisontale påkjenninger. Her kan det bli konflikt mellom arkitekt og konstruktør (rådgivende ingeniør).

Som vanlig detaljerer arkitekten prosjektet lenge før tegningene blir sendt til konstruktør. Dersom arkitekten må foreta endringer på et sent tidspunkt, vil dette kunne bli kostbart. Arkitektens primæroppgave i prosjekteringsprosessen er å ivareta form, funksjon og rombehov. Konstruktørens oppgave er å sørge for at bygget tåler de påkjenningene det vil bli utsatt for. Statistiske beregninger som sikrer konstruksjonens stabilitet gjennom beregninger av lastvirkning på bygningsdeler eller komponenter utføres på grunnlaget arkitekttegninger. I tillegg er konstruktøren nødt til å følge kravene i standarder for de aktuelle tilfellene.

Samspillet mellom arkitekt og konstruktør kan ha flere utfordringer. Som regel er konstruktør og arkitekt fra forskjellige firmaer, siden det ofte er flere bedrifter involvert i prosjektering. Tidsbegrensning er en faktor som kan ha negativ innvirkning på samarbeidet. Samtidig kan de økonomiske rammene ha innvirkning på hvordan samspillet mellom arkitekt og konstruktør er i løpet av prosjekteringsprosessen. Dette kan medføre at arkitekt og konstruktør kun har fokus på egne oppgaver og mindre fokus på samarbeid. Med mindre rom for samspill, vil dette kunne føre til mindre forståelse overfor hverandre, noe som lett fører til konflikt for eksempel uregelmessige/usymmetriske bygningskonstruksjoner som krever kompliserte og usikre beregningsanalyser.

#### Konklusjonen:

Siden bygninger skal dimensjoneres i henhold til NS-EN 1998-1 må samarbeidet mellom arkitekt og konstruktør bli tett i tidlig prosjekteringsfase. Gjennom et tett samarbeid kan flere gode løsninger vurderes, slik at alle parter som er involvert i prosjektet blir informert og er klar over problemstillinger som innføring av NS-EN 1998-1 medfører. En slik samarbeidsform kan kanskje føre til litt større kostnader i prosjektets startfase, men jo lengre tid det går jo større blir kostnadene for endringer som ofte må foretas. Økt kostnad er en uønsket faktor som fort kan føre til at helle prosjektet mislykkes og må stoppes opp. Derfor vil jeg si at konstruktør (rådgivende ingeniør) bør trekkes inn i prosjekteringsfasen før arkitekten utformer og detaljerer bygget som han ønsker.

## REFERANSER

- [1] Eurokode 8, NS-EN 1998-1:2004+NA:2008. *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. Norge: Standard Norge.
- [2] RIF, 2010. *Dimensjonering for jordskjelv: Veileder til NS3491-12 Laster fra seismiske påvirkninger*. Oslo: Rådgivende Ingeniørers Forening (RIF).
- [3] RIF Kursmateriell, 2010. *Kursmateriell 2010. Jordskjelvkurs 12-13 oktober 2010*. Oslo: Rådgivende Ingeniørers Forening (RIF).
- [4] Villverde. 2009. *Fundamental Concepts of Earthquake Engineering*. CRC Press. Taylor & Francis Group.
- [5] Chopra, Anil K. 2001. *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*. Second edition. New Jersey: Person Education, Prentice Hall.
- [6] Eurokode 2, NS-EN 1992:2004+NA:2008. *Eurokode 8: Prosjektering av betongkonstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. Norge: Standard Norge.
- [7] Eurokode3, NS-EN 1993-1-(1-6):2005+NA:2008 (NS-EN 1993). *Eurokode 8: Prosjektering av stålkonstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. Norge: Standard Norge.

## 6 Konstruksjonsanalyse og beregning av seismisk kraft

I herværende kapittel henviser jeg enten direkte til relevant litteratur i teksten eller benytter referanser [x]. Referanseliste vist under gjelder for herværende kapittel (kap.6). Bilder/figurer vist i dette kapittelet er stort sett kopiert fra bøker som det henvises i litteraturlisten.

### 6.1 Generelt

Konstruksjoner skal prosjekteres i overensstemmelse med de generelle reglene gitt i relevante standarder. Gjeldende standarder gir generelle krav for konstruksjoner som skal prosjekteres og utføres på en slik måte slik at de under sin forutsatte brukstid, med tilstrekkelig grad av pålitelighet ivaretar konstruksjonens sikkerhet og brukbarhet. Prinsipper for konstruksjonens sikkerhet, brukbarhet, bestandighet, pålitelighet, grunnlag for prosjektering og verifikasjon er gitt i NS-EN 1990:2002+NA:2008, (referanse [1]).

Grunnbevegelsene utsetter konstruksjonen for dynamiske påvirkninger som medfører akselerasjon og dynamiske tilleggslaster på konstruksjonen og konstruksjonsdelene. Konstruksjonen består av konstruksjonsdeler som er sammenføyd for å gi tilstrekkelig stabilitet og stivhet. Evnen som en konstruksjonsdel eller konstruksjonskomponent har til å motstå påvirkningene avhenger av konstruksjonsdelens kapasitet. Konstruksjonsdelens kapasitet dimensjoneres for ytre påkjenninger som er bestemt på grunnlag av konstruksjonsanalyse. God konstruksjonsanalyse utføres ved en valgt prosedyre eller algoritme som bestemmer nøyaktig lastvirkningene i hvert punkt på konstruksjonen. Generelt kan konstruksjonsanalyse foretas på tre nivåer: global analyse, analyse av konstruksjonsdel og lokal analyse. Ved valg av analyse er vi først interessert i å finne et sett med ytre krefter, og deretter kontrollere om konstruksjonen er i stand til å motstå disse lastvirkningene (likevekt mellom indre- og ytre krefter). Konstruksjonens evne til å motstå disse lastvirkningene er avhengig av geometriske egenskaper, konstruksjonens egenskaper og materialets egenskaper. Lokal analyse kan foretas enten ved lineær-elastisk analyse, som er basert på lineært spennings-tøyningsrelasjon, eller ved ikke-lineær analyse, der det tas hensyn til materialets ikke-lineære deformasjonsegenskaper (se kap.7).

### 6.2 Konstruksjonens dynamisk respons

Det finnes en rekke alternative analysemetoder for beregning av konstruksjonens dynamiske respons, noen av dem er enkle mens noen er meget kompliserte og lar seg ikke løse analytisk. Siden de fleste bygningskonstruksjoner er forskjellige, bør analysen velges ut i fra nøyaktigheten en ønsker å oppnå, dvs. større nøyaktighet kan oppnås ved mer kompliserte analysemetoder (man må ikke glemme at kompliserte analyser kan være tidskrevende og usikre). For enkle byggverk kan responsspektrum for SDOF-systemer diskutert i kapittel 4 benyttes til å bestemme konstruksjonens respons. *Responsspektrum metoden* kan effektivt benyttes til å bestemme responsen for MDOF-systemer. I følge Villaverde 2009, kap.10 (referanse [3]) er *responsspektrum metoden* den mest praktiske metoden for å bestemme konstruksjonens respons når

grunneksitasjonen er gitt i form av et design spektrum. Han begrunner det slik: *"This is so because this method obviates the need to convert the design spectrum into a compatible acceleration time history or a power spectral density function"* (Villaverde 2009, kap.10.1).

Jordskjelvsikre konstruksjoner er dimensjonert til å utvise betydelig ikke-elastiske deformasjoner under seismiske påvirkninger, samtidig som de oppfører seg elastisk frem til flytning opptrer. Seismiske lastvirkninger er uforutsigbare og kan forekomme når som helst. Det innebærer at konstruksjoner som allerede er påkjent av gravitasjonslaster, utsettes for dynamiske tilleggslaster. Innvirkningen av disse effektene på konstruksjonens kapasitet og kombinasjon av lastvirkningene bør alltid vurderes ved konstruksjonsanalyse (lastkombinasjoner er beskrevet i [1], se også kap.5).

Fra mekaniske svingninger lærte vi at størrelsen av treghetskrefter er avhengig av konstruksjonens deformasjon, som igjen er avhengig av treghetskraftens størrelse, dvs. størrelsen av treghetskraften er avhengig av konstruksjonens dynamiske respons. Beregning av nøyaktig treghetskraft kan utføres på grunnlag av konstruksjonens deformasjon som ivaretar bidraget fra translasjon og rotasjon i hver eneste partikkel i konstruksjonen. Det fører til meget vanskelige og kompliserte beregningsanalyser. For å unngå disse kompliserte beregningene kan dynamiske analyser forenkles ved å anta at konstruksjonens masse er konsentrert i et visst antall diskrete punkter hvor treghetskraften kan forekomme. Diskretiseringen av massene kan tilnærmet gjøres ved å anta at konstruksjonens masse er konsentrert i konstruksjonens noder (punkter) eller konstruksjonselementer. Alternativt kan diskretisering av masse gjøres ved konsistent masse metode. Diskret masse i et punkt kan bestemmes etter samme prinsipper som elementets stivhetskoeffisient.

Som nevnt i kapittel 3, kan MDOF-systemer generelt oppstilles analogt med SDOF-systemet beskrevet i kapitlene 3.2-3.6. I kapittel 4.2 så vi at for konstruksjoner utsatt for grunneksitasjon er den absolutte forskyvningen ( $y(t)$ ) lik konstruksjonens relative forskyvning pluss forskyvning av grunnen ( $u_g(t)$ ) i forhold til opprinnelig rammeposisjon. Typisk fleksibelt rammesystem med flere frihetsgrader er illustrert i figur 6.1. Systemet består av elementer som er knyttet sammen i knutepunktene, hvor hvert knutepunkt har tre frihetsgrader: to for translasjon og en for rotasjon. Her er det antatt at systemets knutepunkter (noder) er frie til å rotere og forskyve seg i X- og Y-retning (horisontalt og vertikalt). Som nevnt tidligere, antas det at konstruksjonens masse er konsentrert i nodene, dvs. konstruksjonens deformasjoner kan fullt beskrives ved hjelp av deformasjonene og rotasjonene i konstruksjonens noder. I tillegg er konstruksjonen utsatt for grunnbevegelser som antas å foregå i konstruksjonens hovedretning. La oss anta at  $N$  representerer konstruksjonens antall frihetsgrader,  $u_g(t)$  forskyvningen av grunnen ved tid  $t$  i forhold til opprinnelig rammeposisjon,  $u_j(t)$  den relative node forskyvningen og rotasjonen ved tid  $t$  i forhold til konstruksjonens base (fundament) og  $y_j(t)$  er den nodale forskyvningen og rotasjonen ved tid  $t$  i forhold til konstruksjonens opprinnelige posisjon. Vektoren  $\{u(t)\}$  som angir den relative deformasjonen i nodene kan skrives som:

$$\{u(t)\} = \{u_1(t) \quad u_2(t) \quad \dots \quad u_N(t)\}^T \quad 6.1$$

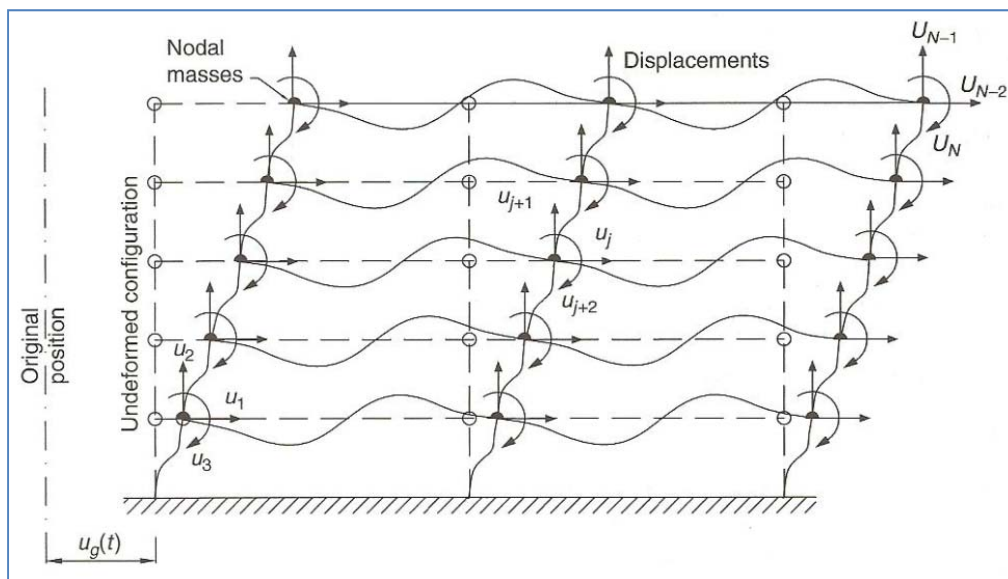
Vektoren  $\{y(t)\}$  som angir den absolutte deformasjonen i nodene kan skrives som:

$$\{y(t)\} = \{y_1(t) \quad y_2(t) \quad \dots \quad y_N(t)\}^T \quad 6.2$$

Siden den absolutte deformasjonen er lik konstruksjonens relative forskyvning pluss forskyvning av grunnen i forhold til opprinnelig rammeposisjon, kan  $\{y(t)\}$  uttrykkes som

$$\{y(t)\} = \begin{Bmatrix} u_1(t) \\ u_2(t) \\ u_3(t) \\ \vdots \\ u_{N-2}(t) \\ u_{N-1}(t) \\ u_N(t) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \cdot u_g = \{u(t)\} + \{J\}u_g(t) \quad 6.3$$

hvor matrisen er ordnet slik at for hver node er horisontal deformasjonen er angitt i første rad, vertikal deformasjonen er angitt i andre rad og rotasjonen i tredje rad.  $J$  er en vektor som inneholder enere og nuller, dvs. frihetsgraden i horisontalretning tildeles tallet en, null til de vertikale og null til de roterende frihetsgradene.  $J$  vektoren kalles for *influence vektor* og definerer grunnbevegelses innvirkning på konstruksjonens deformasjon som foregår i grunnbevegelses retning.



Figur 6.1 Skjematisk fremstilling av konstruksjonens forskyvning utsatt for grunnbevegelser pga. jordskjelv, (Villaverde, 2009)

For konstruksjoner som utsettes for grunnbevegelser pga. jordskjelv kan konstruksjonens deformasjon tilnærmet idealiseres som illustrert på figur 6.1. Bevegelsesligningen (i matrisform) for systemet vist i figur 6.1 er angitt av Newton's 2. lov og kan skrives som

$$-\{F_S(t)\} - \{F_D(t)\} = [M]\{\ddot{y}(t)\} \quad 6.4$$

$\{F_S(t)\}$  og  $\{F_D(t)\}$  er vektorer som angir den elastiske kraften henholdsvis dempingskraften. Disse vektorene kan skrives i matrisform og representere konstruksjonens stivhet og dempingsforhold, dvs.  $\{F_S(t)\} = [K]\{u(t)\}$  og  $\{F_D(t)\} = [C]\{\dot{u}(t)\}$ . Ut i fra ligning 6.3 kan vektor  $\{\ddot{y}(t)\}$  skrives som

$$\{\ddot{y}(t)\} = \{\ddot{u}(t)\} + \{J\}\ddot{u}_g(t) \quad 6.5$$

Dermed kan bevegelsesligningen (6.4) skrives som

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = -[M]\{J\}\ddot{u}_g(t) \quad 6.6$$

Ligning (6.6) representerer den generelle bevegelsesligningen for konstruksjoner som utsettes for grunnbevegelser forårsaket av jordskjelv. Denne ligningen representerer et koblet system av andre ordens differensialligning som inneholder den uavhengige variable  $t$  og avhengig variabler i forskyvnings-vektoren  $\{u(t)\}$ . Det innebærer at for koblede systemer inneholder bevegelsesligningen to eller flere avhengige variabler. Løsningen av koblede ligninger (som f. eks. lig.6.6) for systemer med flere frihetsgrader kan bli tungvint selv for dataprogrammer. Det finnes ulike metoder som gjør det mulig å forenkle løsningen av differensialligninger, men den mest praktiske metoden er den så kalte *modal superposisjons* metode. Denne metoden er diskutert i kapittel 6.3.1. Først ser vi på analysemetoden etter NS-EN 1998-1 (referanse [2]).

### 6.3 Analysemetoder etter NS-EM 1998-1

I henhold til NS-EN1998-1 kan bevegelsesligningen løses både etter såkalt modal superposisjon metoden eller ved direkte tidsintegerte algoritmer. Modal responspektrum metoden er for praktiske formål ofte å foretrekke og er i flere internasjonale standarder og er i kommersielle elementmetode baserte dataprogrammer angitt som referansemetode. Den gir også i utgangspunktet en mer "umiddelbar" fysisk forståelse av byggets dynamiske oppførsel enn direkte tidsintegerte løsninger.

Jordskjelvstandarden foreslår flere alternative analysemetoder (lineær-elastisk og ikke-lineær analysemetode) som kan benyttes til å bestemme konstruksjonens dynamiske respons. Avhengig av byggets konstruktive egenskaper gir NS-EN 1998-1, fire ulike beregningsmetoder for etablering av den dimensjonerende seismiske påvirkningen:

- Tverrkraftmetoden (NS-EN 1998-1, pkt.4.3.3.2)
- Modal responspektrum metoden (NS-EN 1998-1, pkt.4.3.3.3)
- Ikke-linear statisk analyse og (NS-EN 1998-1, pkt.4.3.3.4.2)
- Ikke-lineær tidshistorieanalyse (NS-EN 1998-1, pkt.4.3.3.4.3)

I denne oppgaven legger vi mest vekt på de to førstenevnte analysemetodene som er mest brukt for dimensjonering av konstruksjoner her til lands. En av de klare fordelene ved bruk av modal responspektrum analyse eller tverrkraftmetoden er at de tar hensyn til konstruksjonens evne til å absorbere energi direkte i det dimensjonerende spekteret ved hjelp av konstruksjonsfaktor,  $q$ , selv om analysen er linear elastisk, dvs. uten å måtte gjennomføre kompliserte ikke-lineære analyser.

Valg av beregningsmetode er i stor grad avhengig av byggets regularitet. Iht. NS-EN 1998 pkt.4.2.3 skal disse kriteriene anses som nødvendige betingelser. Medvirkningen av byggets regularitet i analysemetoden som benyttes beskrives slik: "... *plan regelmessighet medfører torsjonsvirkning av betydning. Hvis torsjonsvirkningen er neglisjerbar kan en plan modell for hver ortogonal retning benyttes, i motsatt fall bør en romlig modell etableres ... konstruksjonens regelmessighet i oppriss tillatter det kun betrakte første svingeform. Lite regelmessighet i oppriss innebærer at høyere svingeformer også bidrar til responsen og dermed er den første svingeform alene ikke tilstrekkelig til å representere byggets dynamiske respons*", RIF 2010 (referanse [4]).

Avhengig av byggets egenskaper med hensyn til konstruksjonens regularitet, kan de seismiske analysemetoder gitt i tabell 6.1 benyttes (se også NS-EN 1998-1, pkt. 4.2.3).

Tabell 6.1. Konsekvensen av konstruksjonens regularitet for seismisk analyse og dimensjonering

Regularitet		Tillatt forenkling		Konstruksjonsfaktor
Plan	Oppriss	Modell	Lineær-elastisk analyse	(for lineære analyser)
Ja	Ja	Plan	Tverrkraft <sup>(a)</sup>	Referanseverdi
Ja	Nei	Plan	Modal	Redusert verdi
Nei	Ja	Romlig <sup>(b)</sup>	Tverrkraft <sup>(a)</sup>	Referanseverdi
Nei	Nei	romlig	Modal	Redusert verdi

<sup>(a)</sup> – Hvis betingelsene i NS-EN pkt.4.3.3.2.1 også er oppfylt

<sup>(b)</sup> – under de bestemte betingelsene gitt i NS-EN pkt.4.3.3.1

### 6.3.1 Modal analyse

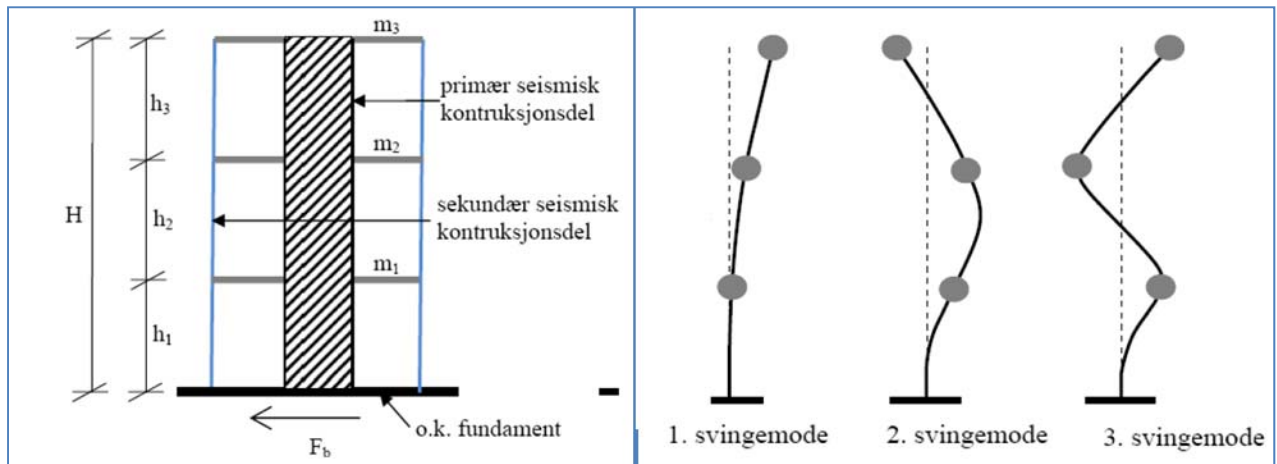
Modal analyse kan benyttes til beregning av dynamiske respons for elastisk dempede/udempede systemer og har stor anvendbarhetsområde for jordskjelvdimensjonering av vanlige bygninger. For konstruksjoner med flere frihetsgrader er bevegelsesligningen gitt av et sett koblede andre ordens differensialligninger (se lig.6.6). Løsningen av disse ligningene blir mer komplisert og vanskelig å løse med økt antall frihetsgrader. I slike tilfeller kan modal analyse brukes til løsningen av disse problemene. Dette gjøres ved å "frakoble" svingeligningene slik at hver ligning løses som et uavhengig SDOF-system. Typisk modale svingeformer er vist i figur 6.2.

Grunnlag for modal analyse (modal superposisjons metode) er ortogonalitet av egenvektorene med hensyn til masse [M] og stivhet [K]. Ortogonalitet har vi når

$$\{\phi\}_r^T [M] \{\phi\}_s = 0 \quad \text{og} \quad \{\phi\}_r^T [K] \{\phi\}_s = 0 \quad \text{for} \quad r \neq s \quad 6.7$$

$\{\phi\}_r$  og  $\{\phi\}_s$  angir forskyvningsformen som er kompatibel med konstruksjonens massefordeling, stivhetsfordeling og randbetingelser for mode n, [M] og [K] er konstruksjonens massematrise henholdsvis stivhetsmatrise.





Figur 6.2. Illustrasjon for en MDOF-system med masser konsentrert i hver etasje. Hver svingeform  $r$  er representert av en ekvivalent SDOF-system.

Den originale bevegelsesligningen kan uttrykkes ved hjelp av ukoplete deformasjonsvektor  $\{u(t)\}$ , som en lineær kombinasjon av konstruksjonens forskyvningsformer eller ved transformerte koordinater

$$\{u(t)\} = [\Phi]\{\eta(t)\} = \sum_{r=1}^N \{\Phi\}_r \{\eta_r(t)\} \quad 6.8a$$

hvor  $[\Phi] = [\{\Phi\}_1 \ \{\Phi\}_2 \ \dots \ \{\Phi\}_N]$  6.8b

og  $\{\eta(t)\} = \{\eta_1(t) \ \eta_2(t) \ \dots \ \eta_N(t)\}^T$  6.8c

Ligning 6.8b angir konstruksjonens forskyvningsformer (svingeformer) og kalles for modal matrise. Ligning 6.8c viser vektoren  $\{\eta(t)\}$  som inneholder nye koordinater  $\{\eta_r(t)\}$ ,  $r = 1, 2, \dots, N$ , som ofte kalles for *generaliserte koordinater* eller *normaliserte koordinater*. Disse normaliserte koordinatene angir de ukoplete bevegelsesligningene. Transformasjonsmetoden for hvordan disse koordinatene kan lede til ukoplete ligninger er vist i Villaverde 2009, kap.10.2.3 (utledningen er ikke vist i dette dokumentet).

Hver svingeform er det definert med en generalisert masse,  $M_r^*$ , generalisert stivhet  $K_r^*$ , og generalisert demping  $C_r^*$ , slik at etter transformasjon (ved å innsette lig. 6.8a i lig.6.6) kan bevegelsesligningen skrives som

$$M_r^* \ddot{\eta}_r(t) + C_r^* \dot{\eta}_r(t) + K_r^* \{\eta(t)\} = -\{\Phi\}_r^T [M] \ddot{u}_g(t) \quad \text{for } r=1, 2, \dots, N \quad 6.9$$

eller hvis vi antar at denne ligningen representerer et SDOF-system med masse  $M_r^*$ , stivhet  $K_r^*$  og demping  $C_r^*$

$$\ddot{\eta}_r(t) + 2\xi_r \omega_r \dot{\eta}_r(t) + \omega_r^2 \eta_r(t) = -\Gamma_r \ddot{u}_g(t) \quad \text{for } r=1, 2, \dots, N \quad 6.10$$

$\omega_r$  og  $\xi_r$  er den naturlige frekvensen og dempingsforholdet (er det samme som for systemer med en frihetsgrad), dvs.  $\omega_r = \sqrt{K_r^*/M_r^*}$  og  $\xi_r = C_r^*/(2\omega_r M_r^*)$ .  $\Gamma_r$  er en faktor som representerer den fundamentale variabelen for systemer med flere frihetsgrader, og kan bestemmes av følgende uttrykk

$$\Gamma_r = \frac{\{\Phi\}_r^T [M] \{J\}}{M_r^*} = \frac{\{\Phi\}_r^T [M] \{J\}}{\{\Phi\}_r^T [M] \{\Phi\}_r} \quad 6.11$$

Ut i fra disse forutsetningene kan vi se at Duhamel's integralet (se kapittel 4.2) kan benyttes til å løse ligning 6.10. Duhamel integralet kan benyttes, med forutsetning at den etablerte ligning 6.10 representerer en SDOF-system med naturlig frekvens  $\omega_r$  og dempingsforhold  $\xi_r$ , utsatt for grunnakselerasjon  $\Gamma_r \ddot{u}_g(t)$ . Setter null for initialbetingelsene og løsningen av den uavhengige bevegelsesligningen skrives som:

$$\eta(t) = \frac{\Gamma_r}{\omega_{dr}} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi_r \omega_r (t-\tau)} \sin \omega_{dr} (t - \tau) d\tau \quad 6.12a$$

eller  $\eta(t) = \Gamma_r z_r(t) \quad 6.12b$

hvor  $z_r(t)$  er den relative deformasjonsresponsen for et SDOF-system med naturlige frekvens  $\omega_r$ , dempingsforhold  $\xi_r$  og grunnakselerasjon  $\ddot{u}_g(t)$ .

Konstruksjonens respons i form av modal respons kan bestemmes ved å innsette ligning 6.12b i ligning 6.8a. Forskyvningsvektoren  $\{u(t)\}$  gitt av ligning 6.8a, kan skrives som

$$\{u(t)\} = \sum_{r=1}^N \Gamma_r \{\Phi\}_r z_r(t) \quad 6.13$$

Løsningen som gir konstruksjonens deformasjon pga. grunnbevegelsen  $\ddot{u}_g(t)$  forårsaket av jordskjelv er mer praktisk å skrive som

$$\{u(t)\} = \sum_{r=1}^N \{u(t)\}_r \quad \text{hvor vektor } \{u(t)\}_r = \Gamma_r \{\Phi\}_r z_r(t) \quad 6.14a$$

Deformasjonen gitt av ligning 6.14 kan tolkes som bidraget fra r-te svingningsmode til den totale deformasjonsresponsen. Systemets relative hastighet og relative akselerasjon kan da enkelt finnes ved å ta den første og andre deriverte av ligning 6.14a, som er

$$\{\dot{u}(t)\}_r = \Gamma_r \{\Phi\}_r \dot{z}_r(t) \quad 6.14b$$

$$\{\ddot{u}(t)\}_r = \Gamma_r \{\Phi\}_r \ddot{z}_r(t) \quad 6.14b$$

Det er mulig å beregne konstruksjonens maksimale respons etter modal analyse ved direkte bruk av dimensjonerende spektral akselerasjon  $S_d(T_n, \xi)$  (dempingen inngår direkte i dimensjonerende spektra som bestemmes etter NS-EN 1998). Konstruksjonens maksimale deformasjon for r-te mode kan skrives som

$$\max \{u(t)\}_r = \Gamma_r \{\Phi\}_r SD(\omega_r, \xi_r) \quad 6.15$$

$SD(\omega_r, \xi_r)$  er responsspektrumet ordnat. Ut i fra relasjonen mellom deformasjon og akselerasjons responsspektrum (se kap. 4.4) kan den maksimale deformasjonen (forskyvningen) skrive som

$$\max \{u(t)\}_r \approx \frac{\Gamma_r}{\omega_r^2} \{\Phi\}_r SA(\omega_r, \xi_r) \quad 6.16a$$

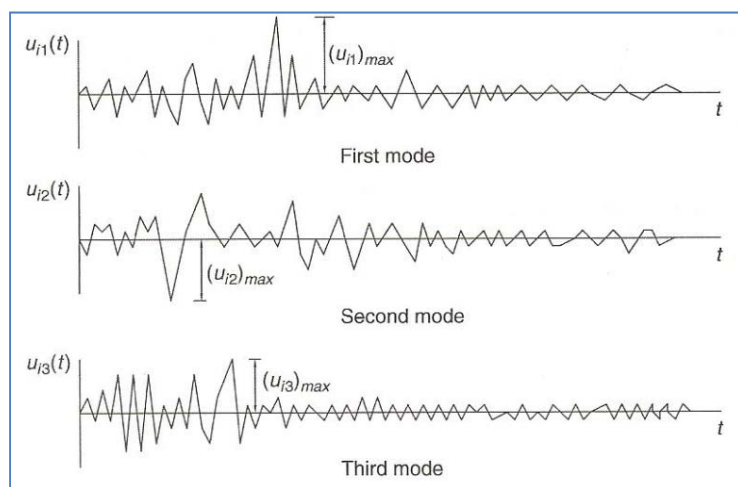
Maksimal verdien for modal **relative hastighet** og **absolutte akselerasjon** kan da skrives som

$$\max \{\dot{u}(t)\}_r \approx \frac{\Gamma_r}{\omega_r^2} \{\Phi\}_r SV(\omega_r, \xi_r) \quad 6.16b$$

$$\max \{\ddot{y}(t)\}_r \approx \Gamma_r \{\Phi\}_r SA(\omega_r, \xi_r) \quad 6.16a$$

Den maksimale, lineære responsen er i utgangspunktet eksakt bestemt for hver enkel mode. Imidlertid er byggets totale respons estimert tilnærmet så lenge man ikke har informasjon om tidspunktet når de forskjellige maksimale responsene for hver svingemode inntreffer (se figur 6.3).

På grunn av manglende informasjon på når maksimal respons for hver enkelt mode opptrer, gjøres en forenkling ved å kombinere maksimal respons for hver enkelt mode. Ut i fra figur 6.2 kan en si



at byggets totale skjærkraft ( $F_b$ ) ved fundamentnivå er summen av skjærkraft fra alle svingeformene ( $F_{b1}$ ,  $F_{b2}$  og  $F_{b3}$ ). Å summere alle maksimal modal responsbidragene kan være konservativt og kan gi store unøyaktige horisontallaster.

Figur 6.3 Typisk tidshistorie deformasjon for konstruksjonens tre første modene, (Villaverde, 2009).

Jordskjelvstandarden, pkt. 4.3.3.3.2, foreslår to måter for å kombinere maksimale modal responsene. Den første tilnærmingen kan gjøres ved å ta kvadratrotten av summen av kvadratene for de lastvirkningene som kan skrives som

$$E_E = \sqrt{\sum_{j=1}^k E_{Ei}^2} \quad 6.17$$

$E_E$  er den aktuelle seismiske lastvirkningen og  $E_{Ei}$  er denne lastvirkning som følge av svingningsform  $i$ .

Denne kombinasjonsmetoden forutsetter at de svingeformene som medtas, kan anses å være uavhengig av hverandre, dvs. den høyeste svingeformen skal ha en periode på maksimum 90% av den foregående perioden (se NS-EN 1998-1, pkt.4.3.3.3.2(1)). Metoden er kjent som "Square Root of the Sum of the squares" (forkortet, SRSS) og har vært i bruk i mange år for kombinasjon av modal respons, siden den ble introdusert av L. E. Goodman, E. Rosenblueth og N. M. Newmark i 1953, (se Villaverde 2009, kap.10.3.2.2).

Dersom egensvingningsperiodene ligger tettere, dvs. hvis NS-EN 1998-1, pkt.4.3.3.3.2(1) ikke er tilfredstilt, krever Jordskjelvstandarden mer nøyaktige prosedyrer for kombinasjon av de modale maksimumsverdiene for beregning av modal respons, etter den så kalte "Fullstendig Kvadratisk Kombinasjon" (forkortet, CQC). Denne metoden ble introdusert av A. Der Kiureghian, i 1980.

Denne kombinasjonsmetoden (CQC) er mer nøyaktig enn det første kombinasjonsalternativet (SRSS) fordi den tar hensyn til korrelasjonen mellom de modale maksimalverdiene med en korrelasjonskoeffisient  $\rho_{ij}$

$$E_E = \sqrt{\sum_{j=1}^k \sum_{i=1}^k \rho_{ij} E_{Ej} E_{Ei}} \quad 6.18$$

Korrelasjonskoeffisienten  $\rho_{ij}$  som ble utviklet av A. Der Kiureghian, [3], er gitt av følgende formel

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+r_{mn})r_{mn}^{2/3}}{(1-r_{mn}^2)^2 + 4\xi^2 r_{mn}(1-r_{mn})^2} \quad 6.18$$

$r_{mn} = \omega_m/\omega_n$ , hvor  $\omega_m$  og  $\omega_n$  er den  $m$ -te og  $n$ -te naturlige frekvensen og  $\xi$  er konstruksjonens dempingsforhold.

For uregulære bygninger med betydelige torsjonsvirkninger kan det være vanskelig å tilfredsstillere kravene til bestemmelse av modal masse og antall svingeformer. For slike bygninger gir standarden et alternativt krav som sier at minste antall  $k$  av svingeformer som det skal tas hensyn til i en rommelig analyse, tilfredsstiller de to følgende betingelsene:

$$k \geq 3\sqrt{n} \quad \text{og} \quad T_k \leq 0,20s \quad 6.17$$

der  $n$  er lik antall etasjer over fundament eller stiv underbygning,  $T_k$  er egenperiode av svingeform  $k$ .

### 6.3.2 Tverrkraftmetoden

Denne metoden er den enkleste metoden å anvende. Metoden forutsetter at byggets oppførsel under et jordskjelv kan representeres som et enfrihetsgradssystem. Prosedyren og beregningsgangen er tilsvarende modal responsspektrum metoden med unntak at kun den første svingemoden betraktes i stedet for et sett med svingemoder. Forutsetningen ved bruk av denne metoden er at byggets gulv (horisontale plater) er uendelig stive og ikke deformerer seg i sine plan. Videre antas det at bygninger som utsettes for grunnbevegelser kanskje kan analyseres separat for to ortogonale retninger, dvs. her antas det at grunnbevegelsesretning faller sammen med betraktet retning.

I kapittel 6.2.1 så vi at konstruksjonens maksimale deformasjon kan skrives ved lig.6.16a. Fra teorien fra Mekaniske Svingninger lærer vi at kraften er et produkt av stivhet og vektoren som inneholder forskyvninger forårsaket av ytre krefter. Ut i fra disse forutsetningene kan den maksimale verdien av et sett ekvivalente laterale ytre krefter skrives som

$$\max \{F_s(t)\}_r = [K] \max\{u(t)\}_r = \frac{\Gamma_r}{\omega_r^2} [K] \{\Phi\}_r SA(\omega_r, \xi_r) \quad 6.18$$

$\{F_s(t)\}_r$  og  $\{u(t)\}_r$  representerer de ekvivalente laterale kreftene henholdsvis vektor som inneholder forskyvninger forårsaket av grunnbevegelser.  $\{\Phi\}_r$  og  $\Gamma_r$  er forklart i kap.6.2.1 og  $SA(\omega_r, \xi_r)$  er

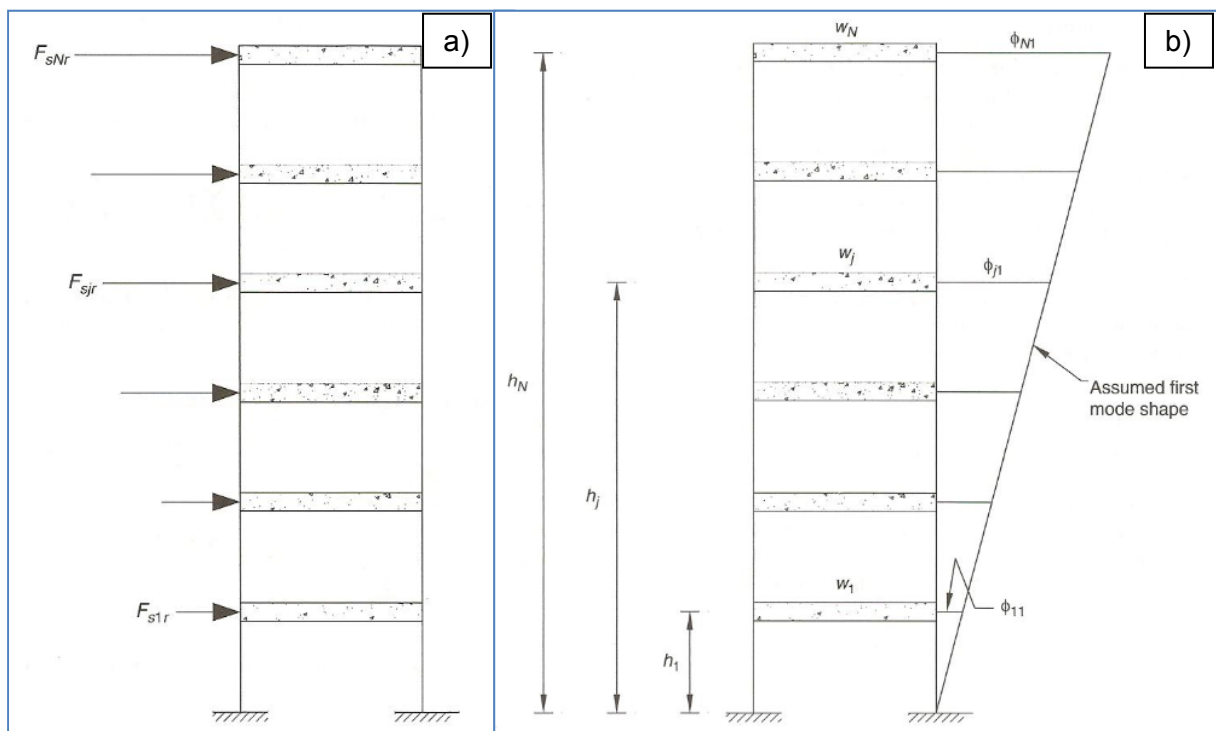
ordinaten til den spektrale akselerasjonen for en grunnbevegelse, spesifisert på grunnlag av frekvens  $\omega_r$  og dempingsforhold  $\xi_r$  (kan beregnes etter NS-EN 1998-1, pkt.3.2.2.5).

Den maksimale verdien av en lateral kraft som virker i etasje  $j$  (se fig. 6.4a) kan da skrives som

$$F_{srj} = \max F_{srj}(t) = \Gamma_r m_j \Phi_{jr} SA(\omega_r, \xi_r) \quad 6.19$$

Den maksimale modale laterale forskyvningen på basis av maksimum lateral kraft kan da finnes ved å kombinere ligning 6.19 og ligning 6.18

$$u_{jr} = \max u_{jr}(t) = F_{srj} / m_j \omega_r^2 \quad 6.20$$



Figur 6.4 Tverrkraft og første svingeform for et typisk bygg bestående av flere etasjer, (Villaverde, 2009).

Ut i fra illustrasjonen vist på i 6.4a kan skjærkraft ved fundamentnivå ( $V_{0r}$ ) skrives som

$$V_{0r} = \sum_{j=1}^N F_{sjr} = \Gamma_r \cdot SA(\omega, \xi) \cdot \sum_{j=1}^N (m_j \cdot \phi_{jr}) = \Gamma_r \cdot \frac{SA(\omega, \xi)}{g} \cdot \sum_{j=1}^N (w_j \cdot \phi_{jr}) \quad 6.21a$$

$w_j$  er vekt i byggets  $j$ -etg. og  $g$  er gravitasjons akselerasjon (andre parametre er forklart tidligere).

Alternativt ligningen (A1) kan skrives:

$$V_{0r} = W'_r \cdot \frac{SA(\omega, \xi)}{g} \quad \text{hvor} \quad W'_r := \Gamma_r \cdot \sum_{j=1}^N (w_j \cdot \phi_{jr}) \quad 6.21b$$

og ved å sette  $\sum_{j=1}^N W'_r = W = \text{totalt masse av bygningen}$  og med tanke på at  $\sum_{j=1}^N \Gamma \phi_j = 1.0$  (se Villaverde 2009, kap.10.4), kan lig.6.21b omskrives som

$$\sum_{j=1}^N W'_r = \sum_{j=1}^N \Gamma_r \cdot \sum_{j=1}^N (w_j \cdot \phi_{jr}) = \sum_{j=1}^N w_j \cdot \sum_{j=1}^N (\Gamma_r \cdot \phi_{jr}) = \sum_{j=1}^N w_j \quad 6.22$$

Den modale laterale kraften på basis av skjærkraften som virker i byggets fundamentnivå er gitt som

$$F_{srj} = \frac{w_j \cdot \phi_{jr}}{\sum_{j=1}^N (w_j \cdot \phi_{jr})} \cdot W'_r \cdot \frac{S_a(\omega, \xi)}{g} = \frac{w_j \cdot \phi_{jr}}{\sum_{j=1}^N (w_j \cdot \phi_{jr})} \cdot V_{0r} \quad 6.23$$

I ligning 6.23 er  $\Gamma_r$ , utledet fra ligning 6.21b og innsatt i lig.6.19. Masse  $m_j$  ved etasje  $j$  settes  $m_j = w_j/g$  og  $V_{0r}$  er gitt av ligning 6.21b.

Basert på at bygningens første svingform varierer lineært med byggets høyde (se figur 6.4b), kan forskyvningen i etasje  $j$  skrives som,  $\phi_{j1} = (\phi_{N1}/\phi_N) \cdot h_j$ , hvor  $h_j$ ,  $j = 1, \dots, N$ , er høyden til etasje  $j$  målt fra byggets fundamentnivå. Innsetter for  $\phi_{j1}$  i ligning (A4), samt setter  $r=1$  (første svingemode), og får den forenklete ligningen for beregningen av de horisontale kreftene på konstruksjonens etasje  $j$

$$F_{sj} = F_{sj1} = \frac{w_j \cdot \phi_{j1}}{\sum_{j=1}^N (w_j \cdot \phi_{j1})} \cdot V_{01} = \frac{w_j \cdot \left( \frac{\phi_{N1}}{h_N} \cdot h_j \right)}{\sum_{j=1}^N \left[ w_j \cdot \left( \frac{\phi_{N1}}{h_N} \cdot h_j \right) \right]} \cdot V_0 = \frac{w_j \cdot h_j}{\sum_{j=1}^N (w_j \cdot h_j)} \cdot V_0 \quad 6.24$$

Her kan vi se at ligning 6.24 (som er det samme som uttrykk 4.11, NS-EN 1998-1, pkt. 4.3.3.2.3) er kun avhengig av byggets høyde målt fra byggets fundamentnivå, byggets gulvmasse og byggets spektrale grunnakselerasjon. Fordelingen av de horisontale kreftene etter ligning 6.24 gir bare en resulterende kraft per etasje som videre må fordeles på konstruksjonens bæresystem. Fordeling av krefter i konstruksjonens bæresystem er ikke behandlet i Jordskjelvstandarden. En alternativ metode for fordelingen av de horisontale kreftene på byggets bæresystem er behandlet i kapittel 6.7.

Ved beregning av skjærkraft ved byggets grunnivå (se lig. 6.21b) benytter Jordskjelvsstandarden en faktor  $\lambda$  som varierer fra 0,85-1,0 ( $\lambda = 0,85$  hvis  $T \leq 2T_c$  og hvis bygget har flere en to etasjer, ellers  $\lambda = 1,0$ ). Korrelasjonsfaktoren  $\lambda$  tar hensyn til det faktum at den effektive modale massen av den første egensvingningsformen i gjennomsnitt er ca. 15% mindre enn byggets samlede masse i bygninger med minst tre etasjer.

NS-EN 1998-1, pkt.4.3.3.2 setter en rekke krav som begrenser bruken av denne metoden (se tabell 6.1). Denne metoden kan brukes i tilfeller der bygningens respons ikke påvirkes betydelig av

høyere svingeformer enn den første svingeformen i hver hovedretning. Kravene kan ses bort i fra dersom følgende krav er tilfredsstillt etter NS-EN pkt 4.3.3.2.1:

- a) Første egensvingningsperiode i hver hovedretning er mindre enn  $\{4T_c, 2s\}$
- b) Regularitet i oppriss er oppfylt etter NS-EN 1998-1, pkt. 4.2.3.3 (se kap.5.7.2)

Fordelen med denne metoden er at krefter og forskyvninger kan bestemmes enkelt ved håndberegninger og den er ikke tidskrevende som andre beregningsmetoder. Villaverde 2009, kap.12.2.6 påpeker at det er viktig å huske at seismisk kraft beregnet etter tverrickkraftmetoden representerer et sett med statiske krefter som tilnærmet beskriver konstruksjonens dynamiske egenskaper, dvs. denne metoden gir ikke de mest nøyaktige resultatene.

### 6.3.3 Ikke-lineær analyse

Ved ikke-lineær analyse påføres konstruksjonen gradvis økende horisontale laster som fordeles over konstruksjonens høyde. Ikke-lineær analyse er særlig anvendt for kontroll (rehabilitering) av eksisterende konstruksjoner som har vist seg til å være en pålitelig metode for påvisning av konstruksjonens sikkerhet. Derfor har mange internasjonale jordskjelvstandarder (inkludert NS-EN1998-1), laget generelle retningslinjer for slike beregningsmetoder.

I følge NS-EN 1998-1, pkt.4.3.3.1(5), bør ikke-lineær analyse underbygges tilstrekkelig med hensyn til de inndataene, de delmodellene som er brukt, metode for bruk av analyseresultatene og kravene som skal oppfylles. Med mindre annet er angitt skal materialets egenskaper basere seg på middelveier iht. materialstandarder.

Jordskjelvstandarden foreslår to alternative ikke-lineære analysemetoder som er kort beskrevet i de neste avsnittene:

- Ikke-lineær statisk analyse (analyse ved påførte forskyvninger / "push over");
- Ikke-lineær tidshistorieanalyse (dynamisk).

#### 6.3.3.1 Ikke-lineær statisk analyse ved påførte forskyvninger

Denne metoden kan anvendes for påvisning av egenskapene til nye bygninger som prosjekteres, og til eksisterende bygninger. Metoden gir informasjon om konstruksjonens styrke, deformasjon og duktilitet. Ved bruk av denne metoden kan man identifisere de kritiske elementer som kan gå til brudd under jordskjelvpåvirkningen. Metoden krever god kjennskap til materialets ikke-elastiske egenskaper og bruddformer.

I følge RIF 2010, kap.8.8 (referanse [4]) kan beregningsgangen for ikke-lineær statisk analyse kort oppsummeres slik:



- a) Påfør sideveis laster monotont økende til brudd i hver retning med både et: - Uniformt mønster, dvs. masse-proporsjonal (konstant akselerasjon over høyden); - Modalt mønster, fordelt etter første svingeform, tilsvarende form etter tverrkraftmetoden eller modal responspekter metoden.
- b) Etabler kraft-forskyvning forholdet for hele bygget
- c) Konverter bygget til et ekvivalent en-frihetsgradssystem
- d) Bestem idealisert flytekraft ( $F_y^*$ ), forskyvning ved flytning ( $d_y^*$ ) og egenperiode ( $T^*$ ) for et ekvivalent elasto-plastisk system, se Figur 8-10
- e) Bestem målforskyvningen for det ekvivalente en-frihetsgradssystemet f. Kontroller at maksimalforskyvningen ved beregnet progressivt kollaps er lik eller større enn 150% av målforskyvningen samt at den global styrken og stabiliteten er tilstrekkelig for et forskyvningsnivå på 150% av målforskyvningen.

### 6.3.3.2 Ikke-lineær statistisk analyse ved påførte forskyvninger

*Den tidsavhengige responsen av konstruksjonen kan finnes gjennom direkte numerisk integrasjon av dens differensialligninger for bevegelse ved bruk av akselerogrammene definert i 3.2.3.1 for å representere bevegelsene i grunnen... Modellene av konstruksjonsdelene bør oppfylle 4.3.3.4.1 (2)-(4) og suppleres med bestemmelser som beskriver delenes oppførsel under postelastiske avlastnings- og pålastningssykluser. Disse bestemmelsene bør på en realistisk måte gjenspeile energiabsorpsjonen i konstruksjonsdelen i området av forskyvningsamplituder som forventes i den dimensjonerende seismiske situasjonen, NS-EN 1998-1, pkt.4.3.3.4.3.*

Ikke-lineær tidshistorieanalyse krever simulerte eller registrerte akselerogramer (minst 3, helst 7). Akselerogramene skal være konsistente med bl.a. de elastiske responspektrene gitt i NS-EN 1998-1, andre forhold som legges til grunn i det norske seismiske kartet samt lokale grunnforhold. Akselerogrammene påvirkes sterkt av geologiske og lokale grunnforhold samt avstanden til jordskjelvets episenter. Derfor er det vanskelig å velge et passende akselerogram for tidshistorieanalyse.

Det er sjelden at typiske norske bygg (seismisk klasse II eller III) blir analysert med slike sofistikerte analysemetoder. Ikke-lineær tidshistorieanalyser er mer aktuelle for byggverk der konsekvensen for sammenbrudd er særlig stor, dvs. byggverk som dimensjoneres for jordskjelv med lengre returperiode enn 475 år.

## 6.4 Beregning av byggets egensvingningsperiode

Etablering av byggets egensvingningsperiode er avgjørende for bestemmelsen av spektral akselerasjon, som videre avgjør størrelsen på seismisk kraft. Av den grunn er det viktig å velge en konstruksjonsanalyse som gir mest nøyaktig egenperiode. Det finnes en rekke alternative

analysemetoder for beregning av konstruksjonens egenperiode, noen av dem er enkle mens noen er meget kompliserte og lar seg ikke løse analytisk. Siden de fleste bygningskonstruksjonene har forskjellige egenskaper, bør analysen velges ut i fra nøyaktigheten en ønsker å oppnå. Dersom modal analyse benyttes ved dimensjonering, er løsningen av egenverdiproblemer nødvendig for beregningen av byggets frekvens/periode. Løsning av egenverdiproblemene er ikke vist i dette dokumentet. Egenverdiproblemer for systemer med flere frihetsgrader er nærmere beskrevet i Chopra 2001, kap.10.11 (referanse [6]) og Singiresu S. Rao. 2004, kap.6.9 (referanse [7]). Egenverdiproblemer kan enkelt løses vha. elementmetodebaserte eller enkle statiske dataprogrammer (for eksempel Mathcad).

For regulære bygg foreslår Jordskjelvstandarden tre alternative metoder for etablering av byggets egenperiode (tilnærmet). Metoder for å beregne byggets første egensvingeperiode er som følger (rangert etter vanskelighetsgrad):

- Forenklet første egensvingeperiode (empirisk-basert)
- Egensvingeperiode basert på "horisontalt" gravitasjonslast
- Iterativ Rayleigh-metode

Det første alternativet (alternativ (a)) er en empirisk basert metode og gjelder for bygninger med høyde opp til 40m. Perioden kan beregnes av følgende ligning:

$$T = C_t * H^{3/4} \quad 6.25$$

hvor  $H$  er byggets høyde og  $C_t$  er et faktor som er avhengig av byggets avstivningssystem og kan settes 0,085 for momentstive stålrammer, 0,075 for momentstive betongrammer og 0,05 for andre avstivningssystemer. For konstruksjoner der avstivningssystemet består av veggskiver kan  $C_t$  beregnes etter uttrykk:

$$C_t = 0.075/\sqrt{A_c} \quad 6.26a$$

der  $A_c = \sum[A_i * (0,2 + l_{wi}/H)^2] \quad 6.26b$

Hvor  $A_i$  er det effektive arealet av skjærvegger i første etg.,  $A_i$  er det effektive arealet av skjærvegger i den betraktete retningen,  $H$  er byggets høyde og  $l_{wi}$  er lengden av skjærveggene i den første etasjen (parallelt med påført kraft) med begrensing  $l_{wi}/H \leq 0,9$ .

Det andre alternativet (alternativ (b)) er basert på forskyvning pga gravitasjonslast (byggets masse). Perioden kan beregnes av følgende uttrykk:

$$T = 2\sqrt{d} \quad 6.27a$$

$d$  er den elastiske forskyvningen av toppen av bygningen pga horisontallasten som er påført i horisontalretningen. Hvis vi omregner den ligningen så ser vi at det er den samme ligningen som for SDOF-system der bygningens masen omgjøres til horisontalkraft. Ligning (6.27a) er utledet slik:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi\sqrt{\frac{F_h}{g*K}} = 2\pi\sqrt{\frac{d}{g}} = 2\sqrt{d} \quad 6.27b$$

Det tredje alternativet (alternativ (c)) er basert på tilnærming etter iterativ Rayleigh metoden. Metoden er mer krevende en de to overnevnte metodene, men gir mer nøyaktig estimat. Denne metoden er kun nevnt i standarden uten å vise noen ligning for utregningen. Beregning av byggets egenperiode etter Rayleigh metoden er beskrevet i Villaverde 2009, kap.12.2.7, og er gitt av følgende uttrykk:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\sum m_j \cdot u_j^2}{\sum F_{sj} \cdot u_j}} \quad 6.28$$

der  $m_j$  er massen ved etasje  $i$ ,  $u_j$  er etasjebøyningen ved påføring av en sideveis kraft  $F_{sj}$  ved etasje  $j$ .

Ligning (6.28) har to ukjente  $F_{sj}$  og  $u_j$  og derfor er det nødvendig å starte med tilnærmet beregning av egensvingningsperiode etter den forenklete tilnærmingen gitt av uttrykk 6.25. Videre kan det dimensjonerende spekteret beregnes på basis av egensvingningsperioden beregnet etter den forenklete tilnærmingen (ligning 6.25). Med kjent dimensjonerende spekter kan byggets skjærkraft ved grunnivå beregnes etter ligning 6.21a, som deretter påsettes konstruksjonen etter fordelingen gitt av ligning 6.24. Neste skritt er å etablere etasjeforskyvningene på basis av disse etasjekreftene ved bruk av en statisk modell (forskyvningene kan enkelt beregnes ved hjelp av enkle dataprogramer). Disse beregnede forskyvningene settes deretter inn i ligning 6.28 sammen med etasjemassene og de beregnede horisontalkreftene for å beregne ny verdi av egensvingningsperiode og dimensjonerende akselerasjon. Det utføres flere iterasjoner frem til kraft-forskyvningen stemmer overens (vanligvis trengs to til tre iterasjoner).

## 6.5 Torsjonsvirkninger

På grunn av usikkerheten i plasseringen av massen og den romlige variasjonen av den seismiske påvirkningen skal det i følge NS-EN 1998-1 pkt. 4.3.2 tas hensyn til utilsiktede torsjonsvirkninger. Kravet innebærer at byggets beregnede masse i hver plan  $i$ , skal anses forskøvet fra sin nominelle plassering i hver retning av en utilsiktet eksentrisitet:

$$e_{ai} = \pm 0.05 L_i \quad 6.29$$

der  $e_{ai}$  er den utilsiktede eksentrisiteten, og  $L_i$  er gulvmålet vinkelrett på retningen av den seismiske påvirkningen (avstanden mellom de to ytterste konstruksjonselementene som motstår sidelaster).

Overnevnte eksentrisitet gir et torsjonsmoment i hver plan som blir:

$$M_{ai} = F_i * e_{ai} \quad 6.30$$

der  $F_i$  er den seismiske lasten i hvert plan.

Dette torsjonsmomentet virker i ugunstig stilling og gir en tilleggslast på konstruksjonens bæresystem (torsjonskreftene kommer i tillegg til translasjonslaster). Standarden foreslår to alternative metoder for å ivareta overnevnte torsjonsmomenter:

- Alternativ 1 vist i NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.4 (den forenklete metoden)
- Alternativ 2 vist i NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.3 (rommelig modell)

Alternativ 1 kan anvendes der hvor sidestivheten og massen er symmetrisk fordelt i planet. I slike tilfeller kan torsjonsvirkningen ivaretas ved å multiplisere lastvirkningen i hver etasje med en faktor  $\delta$  som er gitt av følgende uttrykk:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad 6.31$$

$x$  er avstanden av den aktuelle konstruksjonsdelen fra massesenteret av bygningen i planet, målt vinkelrett på retningen til den aktuelle seismiske påvirkningen, og  $L_e$  er avstanden mellom de to ytterste konstruksjonene som motstår sidelaster, målt vinkelrett på retningen til den aktuelle seismiske påvirkningen. Torsjonsvirkningen  $\delta$  dobbles hvis analysen utføres for to separate plan modeller. Hvis de avstivende konstruksjonsdelene (veggskive/stållammer) ligger i konstruksjonens ytterste akse, kan torsjonsvirkningen gi en tilleggskraft som tilnærmet kan settes lik 10% av jordskjelvlasten i den etasjen som betraktes og 1,3 ellers (se praktisk beregning i vedlegg A1-1/2).

Alternativ 2 anvendes i de tilfeller hvor en rommelig modell brukes for analysen. Torsjonsvirkningen bestemmes som omhylningskurve etter påføring av statiske laster som består av et sett med torsjonsmomenter om den vertikale akse i hver etasje. Torsjonsvirkningene påføres med positiv og negativ fortegn (samme fortegn i alle etasjene). Torsjonsmomentet er gitt ved følgende uttrykk:

$$M_{ai} = F_i * e_{ai} \quad 6.32$$

Der  $M_{ai}$  er et sett med statiske torsjonsmomenter,  $e_{ai}$  er eksentrisitet om en vertikal akse i hver etasje og  $F_i$  er horisontallast i hver plan.

## 6.6 P- $\Delta$ effekter

En viktig effekt som vi alltid må undersøke uavhengig av analysetype, er andre ordnes virkning, også kjent som P- $\Delta$  virkning. Figur 6.4 viser et konstruksjonselement med endesnittkrefter  $M_{A,B}$ ,  $P$  og  $V$ . Horisontallasten fører til at elementet forskyver seg i toppen, noe som resulterer i tilleggsmomenter (sekundær momenter)  $M_s = P\Delta$ . Bøyemoment forårsakes av den vertikale lasten i elementtoppen eller andre konstruksjonselementer som et resultat av elementets forskyvning.

En tilnærmet men akseptabel metode for estimering av forskyvningen av en etasje er å summere forskyvning  $\Delta$  forårsaket av primær moment  $M_{xp}$ , som videre forårsaker et sekundær moment  $M_{xs} = M_{xp} \cdot \theta$  osv. der  $\theta$  er forholdet mellom sekundær og primær moment. På denne måten kan total etasjeforskyvning skrives som:

$$(\Delta)_{tot} = \Delta_x + \Delta_x \theta_x + \Delta_x \theta_x^2 + \Delta_x \theta_x^3 + \dots$$

som blir 
$$(\Delta)_{tot} = \Delta_x \left( \frac{1}{1-\theta_x} \right) \quad 6.33a$$

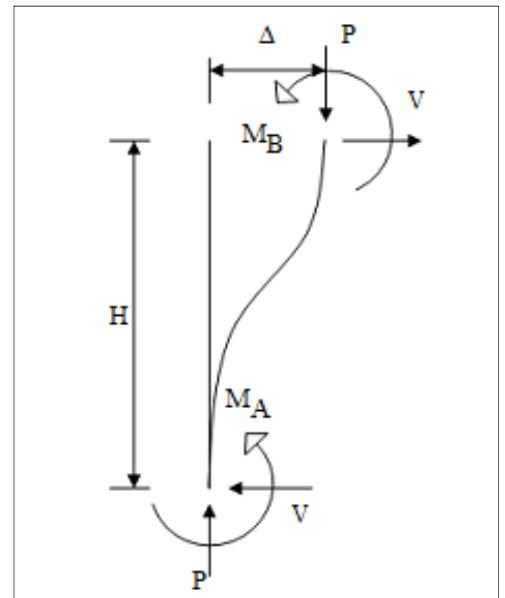
hvor 
$$\theta_x = M_{xs}/M_{ps} = P_{tot}d_r/V_{tot}h \quad 6.33b$$

Iht. NS-EN 1998-1 pkt 4.4.2.2(2) er det ikke nødvendig å ta hensyn til P- $\Delta$  virkningene hvis følgende betingelse er oppfylt i alle etasjer:

$$\theta = \frac{P_{tot}d_r}{V_{tot}h} \leq 0,10 \quad 6.34$$

(i NS-EN 1998-1 kalles  $\theta$  for sensitivitetsfaktoren for forskyvningen mellom etasjene),  $P_{tot}$  er den totale gravitasjonslasten ved og over etasjen som vurderes,  $V_{tot}$  er total seismisk skjærkraft i etasjen,  $d_r = q_d \cdot d_e$ , hvor  $d_r$  er den dimensjonerende forskyvningen mellom etasjene,  $q_d$  er konstruksjonsfaktor som brukes i analysen og  $d_e$  er forskyvning bestemt ved en lineær analyse basert på dimensjonerende responspektra.

Hvis sensitivitetsfaktoren  $\theta$  ligger i området  $0,10 < \theta \leq 0,30$ , kan P- $\Delta$  effektene ivaretas ved å multiplisere de relevante seismiske etasjekreftene med  $1/(1-\theta)$ . NS-EN 1998-1, pkt. 4.4.2.2(4) krever at verdien av sensitivitetsfaktoren  $\theta$  ikke overskrider 0,3. P- $\Delta$  effektene på konstruksjoner er nærmere forklart Villaverde 2009, kap.12.3.



Figur 6.5. Illustrasjon av P- $\Delta$  effekt.

## 6.7 Fordeling av horisontale laster

Fordeling av horisontale krefter på et vilkårlig bygg med vilkårlig akseorientering og varierende dimensjoner i alle retninger kan være meget komplisert og ekstremt krevende. I ingeniørmessig sammenheng og selve i avanserte dataprogrammer gjøres det alltid forenklinger uten praktisk betydning for beregningskvaliteten.

For vanlige tilfeller finnes det forenklede metoder som gir oss muligheten til å beregne kraftforløpet og fordeling av horisontale krefter på byggets avstivningselementer (veggskiver og stålrammer). Slike forenklede metoder er vist i for eks. Villaverde 2009, kap.12 (referanse [3]), Chopra 2001, kap.10.6 (referanse [6]) og Betongelementboken bind B kap.12.3 (referanse [5]). Selve fremgangsmåten og defineringen av metodene ser forskjellige ut, men de er basert på samme teori og gir det samme sluttresultatet. Metodene er utviklet for vertikale veggskiver (skjærvegger), men kan likevel benyttes for avstivningssystemer bestående av stålrammer (som er bekreftet i [5], kap.8.2). Det kan gjøres ved å beregne rammens virkelige stivhet (for horisontallast), enten ved detaljert beregning, eller vha. enkle statiske dataverktøy. For bygg bestående av stålrammer med lik stivhet, kan kraftfordelingen etter denne metoden enkelt gjøres som vist i vedlegg A1.1 (konkret eksempel).

I det følgende skal vi se litt nærmere på den ene metoden som er beskrevet i [5]. Før vi behandler overnevnte beregningsmetode skal vi se litt nærmere på skivestivhet som er grunnlag for denne kraftfordelingsmetoden. I etterfølgende delkapitler bruker jeg samme symboler som i [5]).

### 6.7.1 Skivestivhet

Konstruksjonens reelle stivhet er avgjørende for kraftfordelingen og deformasjonsberegningen. Beregning av betongskivers reelle stivhet er usikker, med tanke på en del faktorer som kan medføre beregningsovergang fra stadium I til stadium II (fra uopprikket til opprikket tilstand). Overgang fra stadium I til stadium II kan føre til store endringer i bøyestivheten og dermed totale stivheten, spesielt i slanke konstruksjoner der skjærstivheten ikke har noe nevneverdig betydning. Skjærstivheten blir mer og mer dominerende etter som bjelkenes høyde øker (høye bjelker  $L < 2h$ ). Ved beregning av skivens stivhet bør det derfor tas hensyn til både skjær og bøyestivhet. For en skive som blir utsatt for en vilkårlig horisontallast kan den totale deformasjonen av skiven beregnes som en sum av bøyedeformasjon + skjærdeformasjon (se figur 6.6). Stivheten for en veggskive kan uttrykkes som;  $1 / K_i = 1 / K_{si} + 1 / K_{bi}$ . Generelt kan stivhetstallet for skive  $i$  uttrykkes som:

$$K_{bi} = k_b \cdot \frac{E_i \cdot I_i}{l^3} \quad \text{og} \quad K_{si} = k_s \cdot \frac{A_i \cdot E_i}{l} \quad 6.35$$

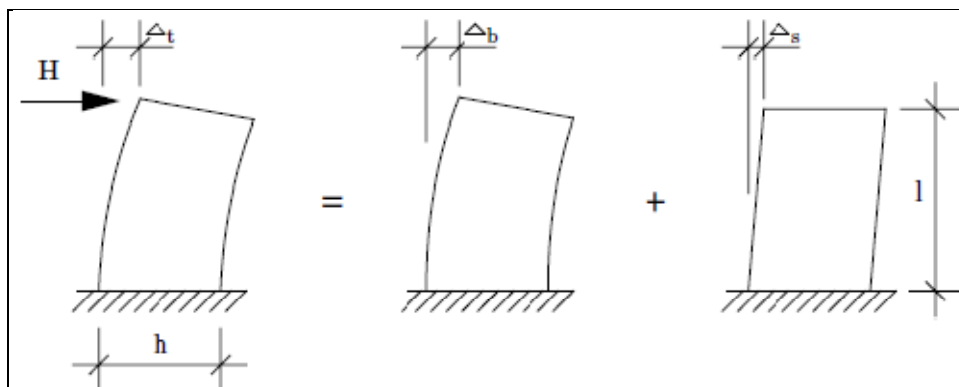
hvor  $k_b$  og  $k_s$  er stivhetskoeffisientene som er avhengig av lastsituasjonen,  $E_i$ ,  $I_i$ ,  $l$  og  $A_i$  er henholdsvis E-modul, annet arealmoment, skivehøyde og tverrsnittsareal. Deformasjonen i skivetoppen er gitt av følgende uttrykk:

$$\Delta_b = \frac{H}{K_b} = \frac{H \cdot l^3}{k_b \cdot EI} \quad \text{og} \quad \Delta_s = \frac{H}{K_s} = \frac{H \cdot l}{k_s \cdot AE} \quad 6.36$$

For en utkraget vegg, innspent i bunnen (se figur 6.6) kan stivhetskoeffisienten og deformasjon skrives som:

$$k_b := 3 \quad k_s := \frac{1}{3} \quad 6.37$$

Stivhetskoeffisientene for forskjellige lastsituasjoner er gitt i Betongelementboken bind B, tabell 12.1 (tabellen er ikke vist i dette dokumentet).



Figur 6.6 Utbøyning av skiver, (Betongelementboken bind B).

### 6.7.2 Fordeling av krefter på avstivningssystem

Deformasjonen som forårsakes av ytre krefter kan mobiliseres og balanseres av indre krefter. Ytre krefter påfører konstruksjonen deformasjoner som kan deles i translasjonsforskyvning  $\bar{\delta}$  og rotasjonsforskyvning  $d\phi$ . Ved fordeling av krefter i enkelte elementer (avstivningssystem) kan forskyvning av enkle elementer beregnes som sum av  $\bar{\delta}$ , og  $d\phi$ .

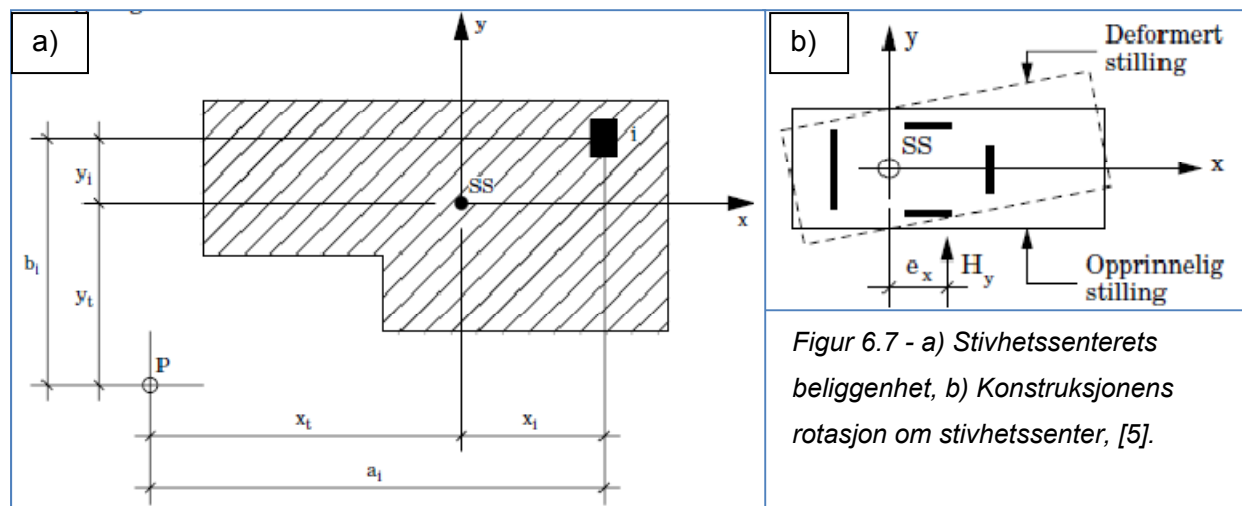
Denne kraftfordelingsmetoden gjør det mulig å beregne kraftforløpet i enkle, men vanlige tilfeller. Følgende forenklinger legges til grunn ved bruk av denne metoden, [5], kap.12.3.1:

- Bygningen betraktes som en etasjebygg (lik i alle etasjer)
- Taket er en horisontal og uendelig stiv skive, forbundet med fundamentet med et antall vertikale deler (søyler og vertikalskiver).
- Alle vertikale deler er fullkomment innspente i et horisontalplan og leddlagret til takskiven.
- Koordinatsystemet har x- og y-akser i fundamentplanet og vertikal z-akse. Origo plasseres i stivhetssenteret.
- Alle vertikale deler er orientert slik at hovedaksene er parallelle med x- og y-aksene.
- Alle vertikale deler har samme stivhet i hele høyden.
- Horisontallastene angriper i takskiven.



Kraftfordelingsmetoden beskrevet i Betongelementboken Bind B, behandler i utgangspunktet kun last i y- retning. Det gjøres på grunn av at alle laster kan dekomponeres i x og y-retning, og virkningen kan superponeres.

I denne sammenheng er det viktig å bestemme lastresultantens  $H_y$  (bruker samme symboler som i [5]) angrepspunkt og byggets stivhetssenter SS. Skjæringspunktet for de to lastvektorene som har denne spesielle egenskapen (ingen vridning om z-aksen), kalles for stivhetssenteret.



Figur 6.7 - a) Stivhetssenterets beliggenhet, b) Konstruksjonens rotasjon om stivhetssenter, [5].

I situasjoner der horisontalresultanten går gjennom byggets stivhetssenter, får avstivningssystemet kun translasjonslaste. Dersom lastresultantens angrepspunkt ikke går gjennom konstruksjonens stivhetssenter (dvs. eksentrisiteten  $e_x \neq 0$ ), utsettes konstruksjonen for vridninger (torsjonsmomenter). Disse vridningene gir tilleggslaster på konstruksjonens avstivningssystem. Et eksempel på konstruksjonsplan som roterer om stivhetssenter ( $e_x > 0,0$ ) er vist i figur 6.7.

Kraftfordelingen på enkelte avstivningselementer er avhengig av hvert enkelt elementets stivhetstall. Stivheten av hvert enkelt element er en funksjon av tverrsnitt, lengde og lastfordeling. Stivhetstallet vurderes for hvert enkelt tilfelle og er lik summen av alle stivhetskomponentene som bidrar til elementets totale stivhet (for eksempel for veggskiver er total stivhet lik bidraget fra bøyning- og skjærstivhet). Konstruksjonens totale stivhet i hver ortogonal retning kan skrives som:

$$K_x = \sum_{n=1}^i K_{xi} \quad \text{og} \quad K_y = \sum_{n=1}^i K_{yi} \quad 6.38$$

$K_{xi}$  og  $K_{yi}$  er sidestivheten for hvert enkelt avstivningselement.

### 6.7.3 Beregning av stivhetssenter

For fordelingen av rotasjonskreftene på enkelte elementer må konstruksjonens stivhetssenter bestemmes. Stivhetssenteret finnes ved å velge et bestemt dreiepunkt  $P$  (se figur 6.4 a). Ut i fra

det valgte dreiepunktet bestemmes alle enkeltskivenes koordinater (i x- og y-retning) i forhold til dreiepunktet. Med kjent stivhet for enkeltskiver, beregnes stivhetssenterets beliggenhet ved "tyngdepunkts"-beregning med stivhetene som "tyngde". Avstanden  $x_t$  og  $y_t$  fra dreiepunktet til stivhetssenteret kan da regnes som:

$$x_t = \sum_{n=1}^i a_i \cdot K_{yi} \quad \text{og} \quad y_t = \sum_{n=1}^i b_i \cdot K_{xi} \quad 6.39$$

$a_i$  og  $b_i$  er avstandene i X- henholdsvis Y-retning fra dreiepunktet til hvert enkelt element (se figur 6.7a).

### 6.7.4 Kraftfordeling på avstivningselementer

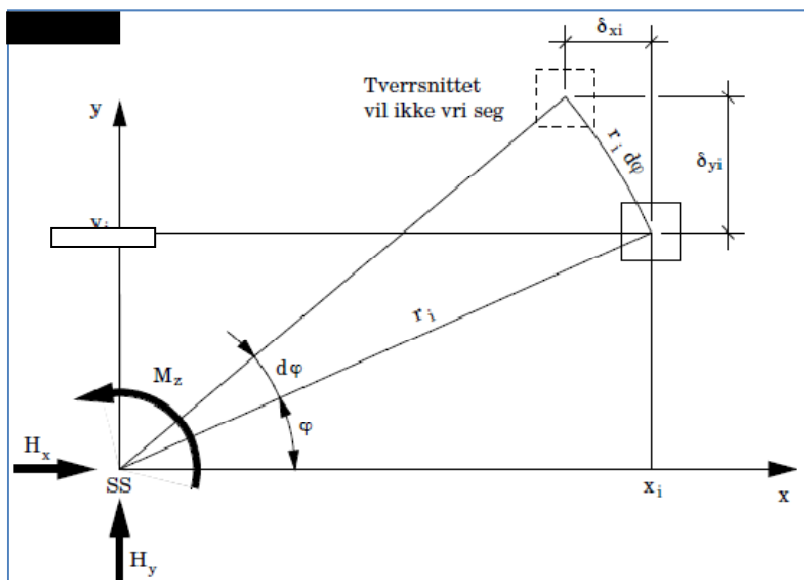
Med kjent stivhetssenter SS, elementstivhet  $K_i$  og samlet stivhet  $K$ , kan **translasjonskraften**  $H_i$  på skive "i" bestemmes ut i fra total ytre last  $H_{tot}$ :

$$H_i = K_i \cdot \delta_i = K_i \cdot \frac{H_{tot}}{K} \quad 6.40$$

Beregning av rotasjonskreftene på hvert enkelt element er mer komplisert. Følgende antas "Superposisjonsprinsippet gjelder uavkortet. Forskyvning i vilkårlig retning medfører en reaksjonskraft med størrelse og retning lik vektorsummen av virkningene i x- og y-retning", ([5], kap.12.3.1).

Tankegangen for fordeling av rotasjonslastene kan illustreres ved hjelp av en enkelt figur, fig. 6.8 .

Figur 6.8 Prinsippet for fordeling av rotasjonslast på enkelte elementer, [5].



På figur 6.8 ser vi at for element som ligger i avstand  $r_i$  fra stivhetssenter, vil tilhørende rotasjonsmoment bli  $M_{zi} = H_i \cdot r_i = K_i \cdot \delta_i \cdot r_i$ . Forskyvning i x og y- retning kan da skrives som:

$$\begin{aligned} \delta_{yi} &= r_i \cdot \cos(\varphi) \cdot d\varphi = x_i \cdot d\varphi \\ \delta_{xi} &= r_i \cdot \sin(\varphi) \cdot d\varphi = y_i \cdot d\varphi \end{aligned} \quad 6.41$$

For et element i y-retning (med stivhet  $K_y = 1,0$  og  $K_x = 0,0$ ) plassert i avstand  $x_i$  og  $y_i$  fra origo kan torsjonsmomentet (torsjonsstivheten) skrives som:

$$M_{zi} = K_{yi} \cdot \delta_{yi} \cdot x_i = K_{yi} \cdot (x_i \cdot d\phi) \cdot x_i = K_{yi} \cdot x_i^2 \cdot d\phi = I_i \cdot d\phi \quad 6.42$$

der  $I_i$  er rotasjonsstivheten for element  $i$ . Samlet rotasjonsstivhet for hele konstruksjonen blir:

$$I = \sum I_{xi} + \sum I_{yi} = \sum K_{yi} \cdot x_i^2 + \sum K_{xi} \cdot y_i^2 \quad 6.43$$

Rotasjonsmomentet  $M_z$  kan skrives som:

$$M_z = \sum (K_{yi} \cdot \delta_{yi} \cdot x_i) + \sum (K_{xi} \cdot \delta_{xi} \cdot y_i) = I \cdot d\phi \quad 6.44$$

Husk at for en skive eller stålfagverk orientert i x-retningen er  $K_y = 0$ , og for en skive i y-retningen er  $K_x = 0$ . Lastvirkning  $H_{xi}$  på element  $i$  kan beregnes ved å addere translasjons- og rotasjonslaster:

$$H_{xi} = H_{x.tot} \cdot \frac{K_{xi}}{K_x} + -y_i \cdot K_{xi} \cdot \frac{M_z}{I} \quad H_{yi} = H_{y.tot} \cdot \frac{K_{yi}}{K_y} + -x_i \cdot K_{yi} \cdot \frac{M_z}{I} \quad 6.45$$

Oppsummeringen av kraftfordelingen er vist på tabell 6.2.

Tabell 6.2. Oppsummering av kraftfordeling i avstivningssystem

TRANSLATION	Stivhet:  Forskyvning:  Kraft på enkelt skive (fagverk):	$K_x = \sum K_{xi}$  $\delta_x = \frac{H_{tot.x}}{K_x}$  $H_{xi} = H_{x.tot} \cdot \delta_x$	$K_y = \sum K_{yi}$  $\delta_y = \frac{H_{tot.y}}{K_y}$  $H_{yi} = H_{x.tot} \cdot \delta_y$
ROTASJON	Rotasjonsstivhet og rotasjonsvinkel:  Forskyvning:  Kraft på enkelt skive (fagverk):	$I = \sum K_{yi} \cdot x_i^2 + \sum K_{xi} \cdot y_i^2$  $\delta_{xi} = -y_i \cdot d\phi = -y \cdot \frac{M_z}{I}$  $H_{xi} = -y \cdot K_{xi} \cdot d\phi = -y \cdot K_{xi} \cdot \frac{M_z}{I}$	$d\phi = \frac{M_z}{I}$  $\delta_{yi} = x_i \cdot d\phi = x \cdot \frac{M_z}{I}$  $H_{yi} = x_i \cdot K_{xi} \cdot d\phi = K_{xi} \cdot \frac{M_z}{I}$

## REFERANSER

- [1] Eurokode 1, NS-EN 1990:2004+NA:2008. *Eurokode 1: Grunnlagg for prosjektering av konstruksjoner*. Norge: Standard Norge.
- [2] Eurokode 8, NS-EN 1998-1:2004+NA:2008. *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. Norge: Standard Norge.
- [3] Villaverde. 2009. *Fundamental Concepts of Earthquake Engineering*. CRC Press. Taylor & Francis Group. London. UK.
- [4] RIF, 2010. *Dimensjonering for jordskjelv: Veileder til NS3491-12 Laster fra seismiske påvirkninger*. Oslo: Rådgivende Ingeniørers Forening (RIF).
- [5] Betongelementboken, 2005, Bind B. *Avstivning og kraftoverføring*. Betongelement forening, 3.opplagg. Oslo 2005.
- [6] Chopra, Anil K. 2001. *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*. Second edition. New Jersey: Person Education, Prentice Hall.
- [7] Singiresu S. Rao. 2004. *Mechanical Viberations*. 4<sup>th</sup> edition. New Jersey: Person Education, Prentice Hall.

## 7. Dimensjoneringsprinsipper for stål- og betongkonstruksjoner

I herværende kapittel henviser jeg enten direkte til relevant litteratur i teksten eller benytter referanser [x]. Referanselisten vist under gjelder for herværende kapittel (kap.7). Bilder/figurer vist i dette kapittelet er stort sett kopiert fra bøker som det henvises i litteraturlisten. I herværende kapittel bruker jeg de samme symboler, forkortelser og definisjoner som i litteraturen som legges til grunn i teorien.

Armert betong og konstruksjonsstål er to av de viktigste og mest brukte byggematerialene i verden i vår tid. Ved valg av materiale er det viktigste å benytte de ulike materialene der de kommer best til sin rett. Kombinasjon av flere materialer gir gode løsninger, både teknisk og estetisk. Ved valg av materialet må en ta hensyn til bæreevne, stabilitet, funksjonalitet, miljø og estetikk. I tillegg har selvsagt økonomi en stor betydning. Bygningskonstruksjoner bestående av både betong og stålelementer er en utbredt byggemetode i de nordiske landene, spesielt i elementbygg. Bruk av betonghulldekker i kombinasjon med stålelementer (bærende søyler og bjelker) er spesielt mye brukt i offentlig bygg, men også i boligblokker og rekkehus i den seinere tid. En av hovedgrunnene til dette er rimelig og rask byggemetode.

Dette kapitlet omhandler kort dimensjoneringsprinsipper for stål og betongkonstruksjoner. Materialstandardene inneholder de relevante kravene for material og utførelse. Det er nesten umulig å utføre en grundig beskrivelse av det teoretiske grunnlaget for dimensjonering og beregning av stål- og betongkonstruksjoner i en slik oppgave. I selve standardene og teoribøkene vil det alltid være kryssreferanser til andre standarder/litteratur, men det vil føre for langt å ramse opp alle aktuelle standarder/litteratur her. Teorien i denne oppgaven er stort sett inspirert av betong-, stålstandarder og kjent litteratur som det henvises underveis i rapporten. Grunnlaget for dimensjoneringen av betong- og stålkonstruksjoner er lite dekkende i denne oppgaven. I dette kapittelet ofte henviser jeg derfor til relevant litteratur hvor behandlet emne er nærmere beskrevet.

### 7.1 Betongkonstruksjoner

Betongstandarden NS3473 som var gjeldende i Norge t.o.m. 2010, er faset ut og erstattet med NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, eller Eurocode 2 (videre i dokumentet brukes det NS-EN 1992-1 eller bare [2]). NS-EN 1992-1 er gjeldende for prosjektering av betongkonstruksjoner i sin alminnelighet, og dekker dimensjonering av både enkle og kompliserte betongkonstruksjoner. Særskilte bestemmelser og detaljeringsregler for energiabsorberende betongkonstruksjoner er gitt i NS-EN 1998-1, (referanse [1]).

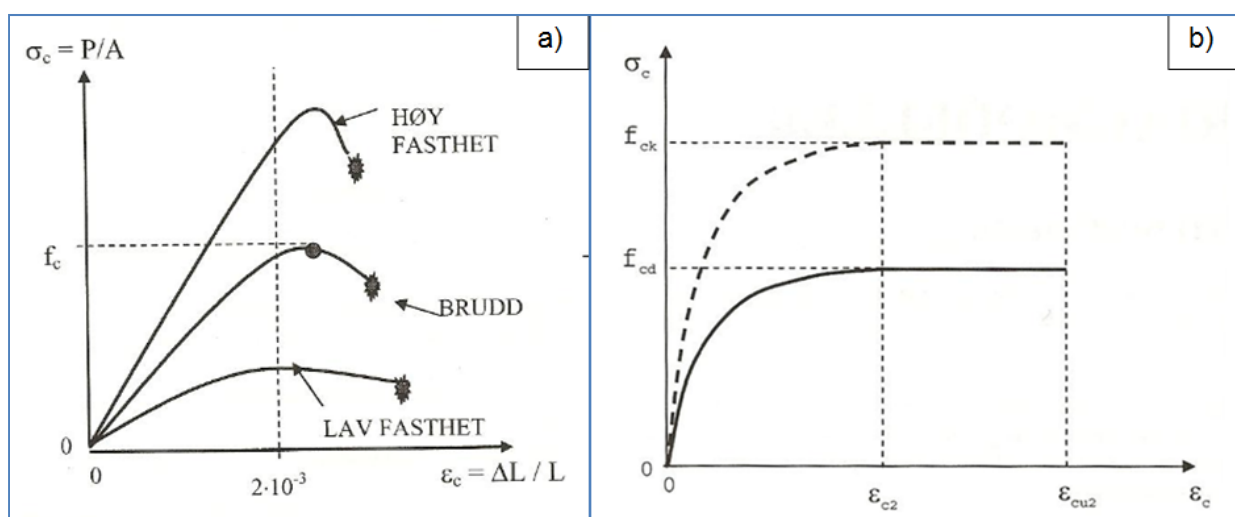
Armert betong er et viktig bygningsmateriale som brukes i konstruksjoner. Materialet armert betong er attraktivt pga. økonomi, anvendbarhet, formbarhet og bestandighet. Betongens lave strekkfasthet kompenseres med armeringsstål, som også gir konstruksjonen en duktil oppførsel og begrenser rissvidder. For å oppnå ønskede egenskaper for armerte betongkonstruksjoner kreves

det god kjennskap (kompetanse) om materialet og ikke minst godt samarbeid blant alle som er involvert i prosjektet (konstruktør, materialleverandør, entreprenør og utførende/ betongarbeider). Dette delkapittelet omhandler kort betongens materialegenskaper og dimensjoneringsprinsippene for armerte betongtverrsnitt.

### 7.1.1 Materialmodeller

Ved prosjektering av betongkonstruksjoner er de mekaniske egenskapene til herdet betong som er av størst interesse. Den viktigste mekaniske egenskapen til betong er betongens trykkfasthet, som først og fremst styres av tilslagetets stivhet og mengden av tilslaget i betongblandingen.

Betongens fasthet blir påvirket av mange faktorer. En viktig faktor som bør nevnes er v/c-tallet (vann og sement (bindemiddel) forholdet). For lavt v/c-tall vil den tilgjengelige vannmengden fylles opp med sementkorn som ligger tettere og griper bedre inn i hverandre under hydratiseringen (under kjemisk reaksjon mellom sement og vann). For betong med lavt v/c-tall er poremengden lavere, betongen blir tettere og det fører til betong med høyere fasthet. Det motsatte skjer for betong med høyt v/c-tall.



Figur 7.1 Spenning- tøyningssurve (arbeidsdiagram); a) Spennings- tøyningssurve for betong i trykk (høy, middels og lav fasthet), b) Idealisert (forenklet) spenning- tøyningssurve for normalbetong i trykk, (Svein I. Sørensen 2006).

For å kunne beregne påkjenninger (kraft eller spenning) som forskjellige materialer tåler må en ha kjennskap til materialets egenskaper. Betongens egenskaper er av stor betydning og kan fremstilles i arbeidsdiagram for det aktuelle spenning-tøyningforløpet.

Betong fremviser en fullstendig ikke-lineært spenning-tøyningsoppførsel i trykk, samt en meget lav fasthet for strekk sammenlignet med trykkfasthet. Karakteristiske spenning-tøyningsskurver (arbeidsdiagram) for betongtrykksprøver er vist i figur 7.1. Ut i fra figur 7.1a ser vi at betongens seighet avtar med økende betongfasthet dvs. betong med høyere fasthet fremviser relativt sprøere oppførsel (mindre tøyningssverdi før brudd). Felles for alle fasthetskurene er toppunktet som ligger

ved tilnærmet samme tøyning,  $\varepsilon = 2 \cdot 10^{-3}$  (se figur 7.1). NS-EN 1992-1 tar vare på betongens reduserte duktilitet ved økende fasthet, dvs. betongstandarden angir tøyningsgrenser  $\varepsilon_{c2}$  og  $\varepsilon_{cu2}$  for forskjellige fasthetsklasser (se tabell 7.1).

Figur 7.1b viser et idealisert arbeidsdiagram gitt av matematisk uttrykk for beregning av spenning-tøyingsforløpet for kapasitetsberegning av tverrsnitt (forenklet diagram i hht NS-EN 1992-1-1). Dette gir uttrykk for den karakteristiske egenskapen til herdet betong. Ved små belastninger er spenning og tøyning nesten proporsjonale, mens kurven krummer mer og mer for økende last inntil den flater helt ut før materialet kommer til brudd. For den flate delen av kurven der tøyningen foregår uten lastøkning, oppfører betong seg som elasto-plastisk materiale.

Tabell 7.1 Dimensjonerende trykkfasthet, tøyninger  $\varepsilon_{c2}$  og  $\varepsilon_{cu2}$  og eksponenten n.

	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B55	B65	B75	B85	B95
$f_{ck}$ (MPa)	20	25	30	35	40	45	55	65	75	85	95
$f_{cd}$ (MPa)	11,3	14,2	17,0	19,8	22,7	25,5	31,2	36,8	42,5	48,2	53,8
n	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	1,75	1,53	1,43	1,40	1,40
$\varepsilon_{c2}$ (‰)	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,2	2,35	2,45	2,55	2,60
$\varepsilon_{cu2}$ (‰)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,1	2,8	2,65	2,60	2,60

Spenning- tøyingsforløpet vist i figur 7.1b er gitt av følgende uttrykk

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \varepsilon_c / \varepsilon_{c2} \right)^n \right] \quad \text{for } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (\text{elastisk}) \quad 7.1a$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{for } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (\text{plastisk}) \quad 7.1b$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad 7.1c$$

Parametren n er en faktor som varierer for forskjellige fasthetsklasser (se tabell 7.1),  $\varepsilon_c$  er tøyninger for en gitt last,  $\varepsilon_{c2}$  og  $\varepsilon_{cu2}$  er henholdsvis tøyning ved første flyt og bruddtøyning (er gitt i EC2, Tabell 3.1 og gjengitt i tabell 7.1). Dimensjonerende trykkfasthet er gitt ved  $f_{cd}$ ,  $\alpha_{cc}$  er reduksjonsfaktor som tar hensyn til virkningen av langtidslast (settes lik 0,85) og  $\gamma_c$  er materialkoeffisient og  $f_{ck}$ , er karakteristisk trykkfasthet for betong.

Betongens egenskaper avhenger i stor grad av betongens sammensetning. Teorien i betongteknologi lærte oss at betong er en partikkelsuspensjon som består av seks eller flere delmaterialer. Betongens egenskaper styres i hovedsak av delmaterialer og mengdeforholdet mellom dem. Elastisitetsmodul for betong styres av elastisitetsmodulene for betongens bestanddeler. Ved dimensjonering av betongkonstruksjoner kan sekant elastisitetsmodul  $E_{cm}$



benyttes unntatt i tilfeller der forskyvningen i konstruksjonen gir økning av krefter. Sekant elastisitetsmodul bestemmes ut i fra forholdet mellom spenning i området  $0 \leq \sigma_c \leq 0,4f_{cm}$ , og tøyningen  $\varepsilon_c$ . Sekant E-modul beregnes etter følgende uttrykk (se NS-EN 1992, pkt. 3.1.4(2)):

$$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} \quad (f_{cm} \text{ er middelverdi for trykkfasthet}) \quad 7.2$$

E-modul gitt av ligning 7.2 er gyldig for tilslag av kvartsitt. For tilslag av kalkstein og sandstein bør verdien reduseres med henholdsvis 10% og 30%, mens for tilslag av basalt bør verdien økes med 20%.

Betongtøyningen påvirkes sterkt av belastninger over lengre tid og volumendring pga. uttørkning. Disse to effektene kalles for kryp og svinn. Betong som blir utsatt for konstant belastning over lengre tid vil fortsette å trykkes sammen (plastisk formendring) utover den momentane sammentrykningen når lasten påføres. Denne tilleggsdeformasjonen kalles for kryptall  $\varphi(t, t_0)$ . Videre kan volumendringene i betong foregå uavhengig av belastningen. Volumendringen skyldes uttørkning av materialet og er kjent som svinn. Både kryp og svinn gir tilleggtøyninger i betongtverrsnitt som må ivaretas ved dimensjonering av betongkonstruksjoner.

### 7.1.2 Kryp og svinn

Det viser seg at kryptøyning er proporsjonelt med spenningen ved en konstant belastning, inntil et bestemt nivå (se figur 7.3a). I NS-EN 1992-1-1, pkt 3.1.4 antas det at kryptøyning for betong  $\varepsilon(t)$ , uttrykkes på følgende måte:

$$\varepsilon_{cc}(t) = \sigma_c/E_c \cdot \varphi(t, t_0), \quad \text{og total tøyning : } \varepsilon_c(t) = \varepsilon_c + \varepsilon_{cc}(t) \quad 7.3$$

$\varepsilon_c$  er momentan elastisk tøyning ved korttidslast.

Kryptallet  $\varphi(t, t_0)$  er avhengig av mange faktorer som: alderen på betongen, alder ved pålasting  $t_0$  og relativ fuktighet (RH), betongsammensetting osv. Ved konstant spenningsnivå blir den totale spenningsavhengige tøyningen

$$\varepsilon_c(t) = \sigma_c/E_{cm} + \sigma_c/E_c \cdot \varphi(t, t_0) \quad 7.4$$

$E_c$  er betongens tangent E-modul (tangentmodulen) som settes lik  $1,05 E_{cm}$ .

Der det er nødvendig å bestemme betongens sekant E-modul ( $E_{cm}$ ) og tangentmodulen ( $E_c$ ) ved en lavere alder enn 28 døgn ( $t < 28$ ), for eksempel ved påføring av last ved 15 døgn, kan  $E_{cm}$  og  $E_c$  beregnes av følgende uttrykk:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t)/f_{cm})^{0,3} \cdot E_{cm} \quad 7.5a$$

og  $E_c(t) = 1,05 \cdot E_{cm}(t) \quad 7.5a$

$E_c(t)$  er E-modul ved belastningstidspunkt  $t_0$ .

Med kjent E-modul for belastningstidspunkt  $t_0$ , kan ligning 7.4 skrives

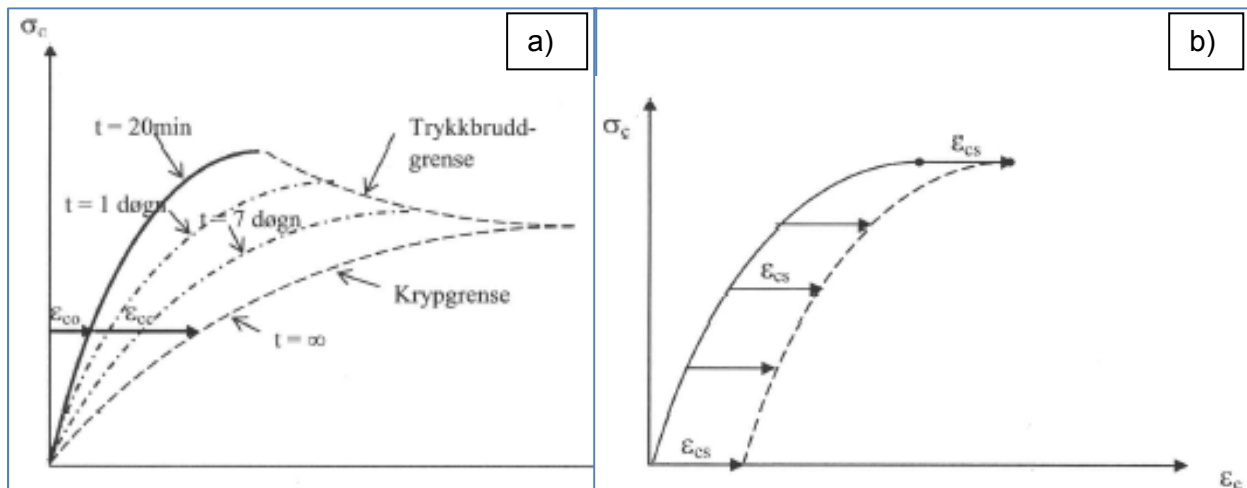
$$\epsilon_c(t) = \sigma_c / [E_{cm} / (1 + (E_{cm} / E_c) \cdot \varphi(t, t_0))] \quad \text{eller} \quad \epsilon_c(t) = \sigma_c / [E_{cl} \quad 7.6$$

$E_{cl}$  er langtids E-modul som blir brukt for beregning av forskyvninger og deformasjoner for langtidslast i bruksgrensetilstanden og kan tilnærmet settes  $E_{cl} \approx E_{cm} / \varphi(t, t_0)$ . Kryptallet kan bestemmes grafisk ved hjelp av figur 3.1 gitt i NS-EN 1992-1. Virkningen av kryp på spenning-tøyning diagrammet er vist i figur 7.2a.

Videre kan volumendringene i betong foregå uavhengig av belastning. Volumendring skyldes uttørkning av materialet og er kjent som svinn. Herdet betong som er eksponert for luft vil tørke ut og utvikle uttørkingssvinn. Det er kapillære spenninger og undertrykk i porevannet som er hoveddrivkraften bak uttørkingssvinn, og eller skjer i fersk-, herde-, og bruksfasen. Effekten av svinntøyninger er større jo tørrere miljøet rundt betongtverrsnittet er. I hht NS-EN 1992-1 pkt.3.1.4, kan svinntøyningen beregnes av følgende uttrykk:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \quad 7.7$$

$\epsilon_{cd}$  er svinntøyningen ved uttørkning og  $\epsilon_{ca}$  er den autogene svinntøyningen (ytre effekten av det kjemiske svinnet som starter når vann tilsettes ved blanding og pågår så lenge sement reagerer i betongen (flere måneder)). Virkningen av svinntøyninger på spenning- tøyning diagrammet er vist i figur 7.2b.



Figur 7.2 Virkning av kryp og svinn på arbeidsdiagram; a) Virkning av spenningsnivå og varighet på betongtøyningen, b) virkning svinntøyning på spenning- tøynings diagram, (Svein I. Sørensen 2010).

Som nevnt tidligere gir kryp og svinn tilleggtøyninger i et betongtverrsnitt. For konstruksjonselementer som er fastholdt (hindret da å bevege seg), vil svinntøyningen skape store strekkspenninger som overskrider betongens strekkfasthet og fører til at betongen sprekker (risser opp). Men i betongkonstruksjoner som kan bevege seg fritt, vil svinntøyninger ikke føre til krefter i betongen. Sprekker i betongkonstruksjoner forårsaket av svinntøyninger forhindres eller fordeles (slik at de blir små og nesten usynlige) ved hjelp av fordelingsarmering. I konstruksjoner (bjelker,

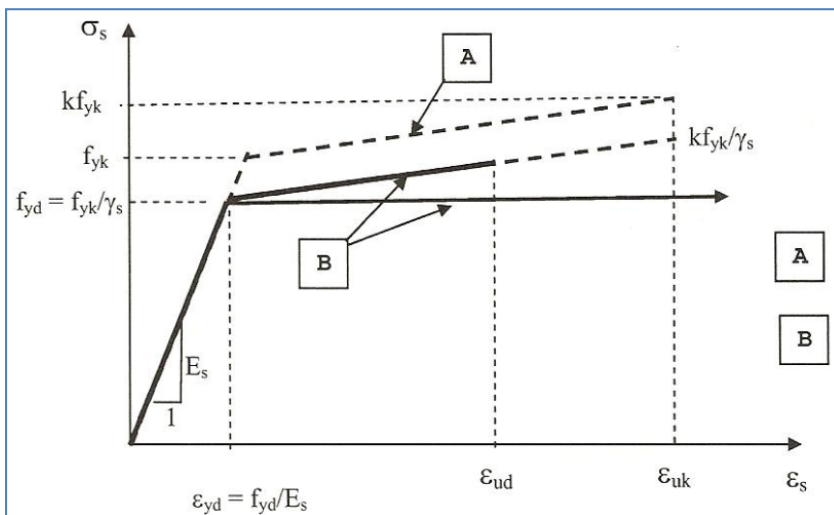
dekker osv.) med opprisset strekksone vil svinnet i trykksone føre til vesentlig tilleggskrumning av konstruksjonen.

Jordskjelv er en naturlast som inntreffer uten forvarsel (i tidspunkt  $t_0$ ). Derfor må overnevnte effekter vurderes ved beregningen av betongens stivhet (EI) for den forutsatt dimensjonerende levetid (50år eller 100år avhengig av konstruksjonsklasse).

### 7.1.3 Armeringsstål

Som nevnt tidligere kjennetegnes betong ved relativt høy trykkfasthet og lav strekkfasthet (sammenlignet med trykkfasthet). NS-EN 1992-1-1 stiller en rekke krav til materialegenskaper for armering som skal plasseres i betong. De krevende egenskaper for armeringen skal verifiseres ved hjelp av prøvingsprosedyrer.

Armeringens duktilitet og fasthetsegenskaper beskrives, siterer NS-EN 1992-1-1, pkt.3.2.3/4: *Flytegrensen  $f_{yk}$  og strekkfastheten  $f_{tk}$  defineres som henholdsvis den karakteristiske verdien av flytelasten og den karakteristiske største lasten ved direkte aksial strekk, som hver divideres med det nominelle tverrsnittsarealet... Armeringen skal ha tilstrekkelig duktilitet, som definert ved*



forholdet mellom strekkfastheten og flytespenningen,  $(f_t/f_y)k$ , og tøyningen ved største kraft  $\epsilon_{uk}$ .

Figur 7.3 Idealisert arbeidsdiagram for stålarmert betong, (NS-EN 1992-1).

A- idealisert spennings-tøyningsforløp,

B- dimensjonerende spennings-tøyningsforløp

Ved dimensjonering benyttes vanligvis et idealisert arbeidsdiagram for armeringsstål slik som figur 7.3 viser. I figur 7.3 er det vist idealisert (kurve A) og dimensjonerende spennings-tøyningsforløp (kurve B) for armeringsstål etter NS-EN 1992-1, pkt.3.2.7(2). Fra arbeidsdiagram:  $f_{yk}$  er den karakteristiske fastheten,  $\epsilon_{yd}$  er dimensjonerende flytetøyning,  $\epsilon_{yk}$  er bruddtøyning,  $\epsilon_{yd}$  er tøyningsgrensen (dimensjonerende bruddtøyning). Tøyningsgrensene er gitt i NS-EN 1992-1, tillegg C og varierer i forhold til armeringsstålets tekniske klasse (klasse A, B, C og særlig duktilt stål). Ved praktisk dimensjonering kan i følge NS-EN 1992-1, pkt.3.2.7(2), følgende forutsetninger legges til grunn: a) Lineær festning med tøyningsgrense  $\epsilon_{yd} = 3,0\%$  og  $k=1,04$ , NS-EN 1992-1, Tabell NA.3.5(901); b) Ideell flytning der det ikke er nødvendig å påvise grensetøyningen ( $\epsilon_{yd} = 1,0\%$ ). NS-EN 1998-1, pkt.5.4.1, krever at primære seismiske konstruksjonsdeler skal armeres

med armeringsstål av klasse B eller C. Videre krever standarden at i primære seismiske konstruksjonsdeler skal det ikke brukes betong med lavere fasthet enn C16/20.

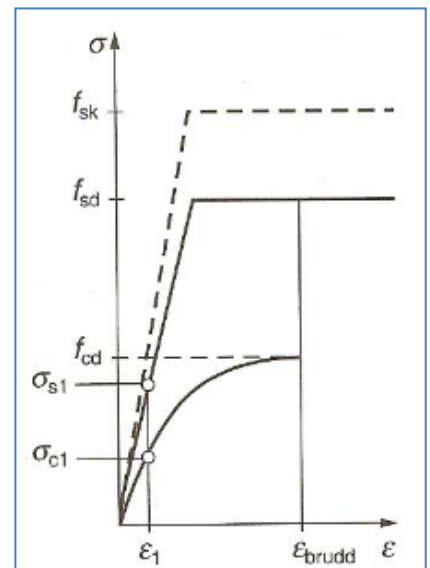
For armeringsstål, i følge Sørensen 2010, [5], skal en kunne benytte en spenning-tøyningssammenheng som er representativ for vedkommende type og fabrikat. Norskprodusert kamstål er varmvalset stål med kontrollert kjøling og anløping. Kammer på armeringsstengenes overflate gir en mekanisk fordybning mellom armering og betong, som er avgjørende for hefteegenskapene for at betong og armering skal samvirke. Det vanligste armeringsstålet i Norge er kamstål med typebetegnelse B500C.

### 7.1.4 Dimensjonering av armert betongtverrsnitt

Ved dimensjonering av tverrsnitt bestående av betong og armering, opereres det vanligvis med en ekvivalent stivhet (transformert tverrsnitt). Transformert tverrsnittstivhet beregnes på grunnlag av betong- og armeringsstivhet og forholdet mellom dem. For armerte betongtverrsnitt forutsettes at det er full heft mellom betong og armering, og at betong og armering er lineært elastisk, dvs. at Hooke's lov gjelder. I det følgende skal vi se på virkemåten (oppførselen) til armert betong for tre belastningstilfeller: betong ved *sentrisk trykk*, betong ved *sentrisk strekk* og *ren bøyning*. Forståelsen av teorien og antagelsene for disse tre belastningstilfellene er nødvendig for en som skal vurdere betongkonstruksjonens energiabsorpsjonsevne ved jordskjelvdimensjonering.

#### 7.1.4.1 Sentrisk trykk

Vi tenker oss et element med betongtverrsnitt  $A_c$  og armeringstverrsnitt  $A_s$ , påkjent av en sentrisk last  $N$ . Aksiallasten  $N$  gir tøyninger i staven som fører til forkortning  $\Delta L$ . Vi forutsetter at det er full heft mellom armering og betong slik at staven følger Naviers hypotese, som sier at *opprinnelig plane tverrsnitt forblir plane også under belastning*. Det vil si at forkortelsen  $\Delta L$  er den samme for armering og betong. For en stav (armert tverrsnitt) belastet av sentrisk aksiallast kan den *relative tøyningen* regnes som  $\varepsilon = \Delta L/L$ , der  $L$  er stavens lengde og  $\Delta L$  forkortelsen av staven pga. kraft  $N$ . Spenning-tøyningsforløpet for betong og armeringsstål kan enkeltvis fremstilles på arbeidsdiagrammer som vist på fig. 7.1/7.3. Alternativt kan felles arbeidsdiagram for betong og armering tegnes, dvs. spenning-tøyningskurvene sammenlignes direkte (se figur 7.4).



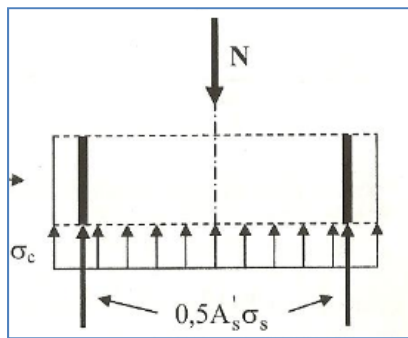
Figur 7.4 Fellestøyning og spenning for betong og stål, (K. Røhne og K. Vangestad 2001)

Ut i fra fellestøyningen  $\varepsilon_1$  vist på arbeidsdiagramet (se fig. 7.4), kan spenningen i betong og armering utledes. For stål er tøyningskurven tilnærmet rettlinjjet til stålets flyttespenning. Vi antar at tøyningen er liten slik at tøyningskurven for betong er også tilnærmet rettlinjjet. For en gitt tøyning innenfor det elastiske området hvor betong og armering er lineært elastisk, Hooke's lov er gjeldende, dvs. spennings-tøyningsforholdet kan skrives som:

$$\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c ; \quad \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad \text{og} \quad \Delta L = L \cdot \varepsilon \quad 7.7$$

$E_c$  er betongens elastisitetsmodul og  $E_s$  er stålets elastisitetsmodul.

Felles tøyning for betong og armering kan beregnes ut i fra likevekt i aksialretning for ytre og indre krefter som vist i figur 7.5. Forutsetter at  $\epsilon_c = \epsilon_s = \epsilon$ , dvs.:



$$\begin{aligned}
 N &= \sigma_c \cdot (A_c - A_s') + \sigma_s \cdot A_s \\
 N &= E_c \cdot \epsilon_c \cdot (A_c - A_s') + E_s \cdot \epsilon_s \cdot A_s \\
 &= E_c \cdot \epsilon \cdot (A_c - A_s) + E_s \cdot \epsilon \cdot A_s
 \end{aligned}
 \tag{7.8}$$

Figur 7.5 Likevekt mellom indre og ytre krefter (Svein I. Sørensen 2010).

Felles tøyning for betong og armering kan nå finnes ut i fra ligning 7.8:

$$\epsilon = N / (E_c \cdot (A_c + \left(\frac{E_s}{E_c} - 1\right) \cdot A_s)) = N / (E_c \cdot (A_c + (\eta - 1) \cdot A_s))
 \tag{7.9}$$

Aksialstivheten i nevneren (ligningen 7.9) fremkommer som betongens elastisitetsmodul,  $E_c$  multiplisert med et ekvivalent (transformert) tverrsnitt som tar vare på armerings og betongens stivhet. Forholdet mellom elastisitetsmodulene til stål og betong er  $\eta = E_s / E_c$ .

I bruddgrensetilstanden når betong og armering når sin maksimale fasthet, finnes tverrsnittets karakteristiske aksialkraftkapasitet fra første ledd i ligningen 7.8 (dimensjonerende kapasitet finnes ved å sette  $\sigma_c = f_{cd}$  og  $\sigma_y = f_{yd}$  og kalles for *addisjonsloven*). Dimensjonerende aksiallast kan da skrives som:

$$N_d = f_{cd} \cdot (A_c - A_s') + f_{yd} \cdot A_s
 \tag{7.10}$$

Tverrsnittets kapasitet vist over gjelder for idealiserte materialer med konstant fasthet, hvor addisjonsloven kan tilfredstilles, siden betongens bæreevne holder seg konstant ved økende tøyninger utover  $\epsilon_{c2}$ , helt til fastheten til armeringsstålet nås ved tøyning  $\epsilon_{uk}$ . Sørensen 2010, [5], påpeker at i virkeligheten vil betongens bæreevne avta etter at  $\epsilon_{c2}$  er passert (toppunktet på spenning-tøyningskurven passerer), slik at for armeringskvaliteter med  $\epsilon_{sy} > \epsilon_{c2}$  vil aldri addisjonsloven kunne tilfredstilles.

Ved seismiske hendelser vil som regel søylene i et bygg påkjennes av aksiallast og bøyemoment som virker begge veier. Derfor er det vanlig at søyler i bygg blir symmetrisk armert med samme armeringsmengde i trykk- og strekksiden. For søyler påkjent av aksiallast og bøyemoment angir NS-EN 1992-1-1, at aksialkraftkapasiteten ikke skal regnes større enn den verdien som svarer til gjennomsnittlig trykk-tøyningsverdi lik  $\epsilon_{c2}$ . Det innebærer at for en betongstav belastet av en ytre aksiallast (eller aksiallast og moment); a) trykkbrudd skjer i armering når  $\epsilon_s = \epsilon_{ud}$ ; b) brudd skjer i betong når  $\epsilon_c = \epsilon_{cu2}$  (eller  $\epsilon_{cu3}$ ) og c) brudd skjer i betong når  $\epsilon_c = \epsilon_{c2}$  (eller  $\epsilon_{c3}$ ) ved rent trykk, hvor  $\epsilon_{cu}$  og  $\epsilon_{su}$  er bruddtøyning for betong og armeringsstål.

#### 7.1.4.2 Sentrisk strekk

For armerte betongstaver utsatt for små strekkrefter vil spenning-tøyingsforholdet være det samme som for trykkbelastede staver diskutert over. Fordi betong har så lav strekkfasthet, sprekker den så snart spenningen overskrider betongens strekkfasthet, og i et snitt med sprekker er da bare stålarmeringen som opptar strekkraften. Tverrsnittets kapasitet for strekk settes derfor lik armeringens strekkfast.

#### 7.1.4.3 Ren bøyning

For å kunne beregne tverrsnittets kapasitet for bøyning må en velge et bruddkriterium. Bruddkriterium for bøyning på grunnlag av idealiserte kurver for betong og armering må være entydig. Med entydig mener vi idealiserte spenning- tøyning kurver som svarer til en spenningsverdi for en vilkårlig tøyning. Ved dimensjonering av betongtverrsnitt for ren bøyning gjøres følgende forutsetninger, [6], kap. 3.3, (forkortet versjon):

- En bjelke med konstant tverrsnitt som er påkjent av et konstant moment, blir påført en konstant krumning.
- Betong og stål er lineær elastiske i et lineært spenningsområde ( $E = \text{konstant}$ , Hooke's lov), men begge materialene blir uelastiske ved høyere spenninger.
- Sammenhengen mellom krumning og moment er  $k = 1/r = M/EI = d^2y/dx^2$ . For uopprikket betong tverrsnitt er  $E$  og  $I$  konstant langs stavens lengde. For opprikket betongtverrsnitt varierer bøyestivheten langs stavens lengde, dvs. beregningen av deformasjoner blir mer kompliserte.
- Naviers hypotese er gyldig. Hypotesen er gyldig for elastiske og uelastiske materialer, og er svært viktig for beregningen av deformasjoner for betongkonstruksjoner. For opprikket tverrsnitt, vil sprekkefordelingene seg jevnt over stavens lengde og ujevnheter i krumningen vil ikke merkes, dvs. armert betongtverrsnitt belastet av konstant moment gir tilnærmet konstant krumning.

Staver utsatt for bøyemoment som øker gradvis til bruddet oppstår, gjennomløper tre stadier, også kjent som stadium I, II og stadium III.

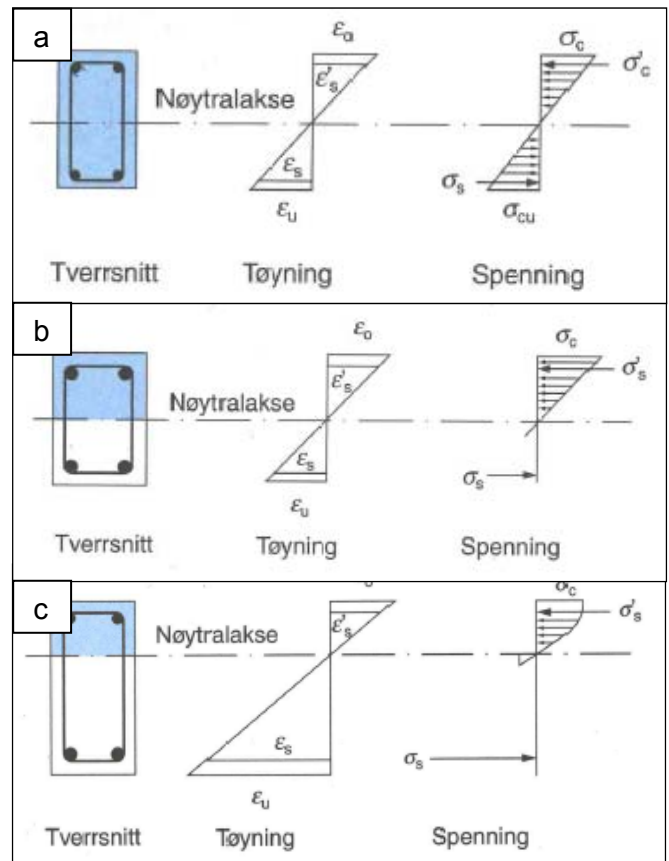
I stadium I befinner både betong og armering i det lineært-elastiske området, og de klassiske lovene basert på Hooke's er gyldige ( $E$ -modull er konstant). For armert betong som er et inhomogent materiale, kan spenninger og tøyninger beregnes etter den klassiske teorien for homogene materialer som vi kjenner til fra mekanikken, med tverrsnittsverdier for det transformerte tverrsnitt (som tar vare på armeringens og betongens stivhet). I dette stadiet blir betongens strekkfasthet ikke overskredet dvs. tverrsnitt er ikke oppsprukket. Spenninger og tøyninger for stadium I er vist i figur 7.6a.

I stadium II forutsettes at tverrsnitt er opprikket slik at det sees bort fra betongens strekkapasitet i tverrsnittets strekksone dvs. at hele strekkraften taes opp av armeringen. For opprikkete



betongtverrsnitt (for eksempel dekker og bjelker), kan tøyningene i trykksonen kan bli høye men mindre enn bruddtøyningen. Her anses at betong i trykksonen og armering i strekksonen oppfører seg lineært elastiske (Hooke's lov er gjeldende). Tverrsnittets tøyning og spenning blir som vist i figur 7.6b.

I **stadium III** vil betong i trykksonen og armering i strekksonen befinne seg i det uelastiske området (det innebærer at Hooke's lov ikke er gjeldende lenger). Det er disse uelastiske egenskapene til materialene som er av interesse ved jordskjelvdimensjonering. Som fremgår i figur 7.6c vil stadium III inntre etter at bruksgrensetilstanden er overskredet, dvs. stadium III går helt frem til brudd. For vanlige armerte tverrsnittet antas at det endelige bruddet i tverrsnitt vil inntre ved overskridelse av betongtrykksonens trykk-kapasitet. I dette stadiet kan en bestemme tverrsnittets kapasitet i bruddgrensetilstanden som setter grense for utnyttelsen av konstruksjonsdelen. Tverrsnittets tøyning og spenning kan fremstilles som vist i figur 7.6c.



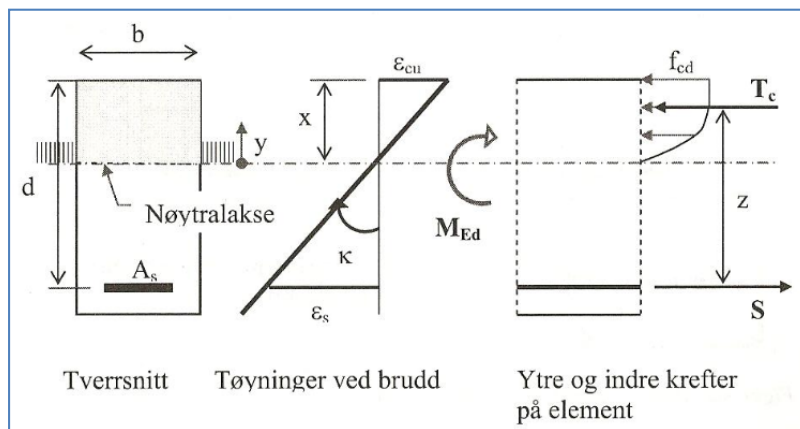
Figur 7.6 Spenninger og tøyninger; a) stadium I, b) stadium II og c) stadium III, [6]

Det er blitt utviklet flere teorier for beregning av spenninger og tøyninger i bruddgrensetilstanden for enkelte rektangulære tverrsnitt som er påkjent av et bøyemoment. Ut i fra forutsetningene nevnt over kan tverrsnittets kapasitet bestemmes ut i fra et entydig definert bruddkriterium. I følge Sørensen 2010, kap.4.2, oppnås entydighet ved å velge bruddkriterier for tøyninger, pga. de idealiserte kurvene både for betong og armering som svarer til en spenningsverdi for en vilkårlig tøyning. Forutsetning for bruddkriterier er: 1) Trykkbrudd i betong når  $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$  ( $\epsilon_{cu2}$  eller  $\epsilon_{cu3}$  avhengig av spennings-tøyningssammenhengen som velges etter NS-EN 1992-1-1); 2) Brudd i armering når  $\epsilon_s = \epsilon_{ud}$  ( $\epsilon_{ud}$  velges for forskjellige armeringsklasser etter NS-EN1992-1-1, Tabell NA.3.5(901), for eksempel B500C er  $\epsilon_{ud}=3 \cdot 10^{-2}$ ).

Tverrsnittets momentkapasitet utledes av en valgt beregningsmodell (beregningsmodell på grunnlag av beregningsforutsetningene nevnt foran) som vist i figur 7.7. Symbolene i figur 7.7 styres hovedsakelig av ytre påkjenninger og indre motstanskrefter og er:

- d- er tverrsnittets effektive høyde fra trykkrand til tyngdepunktet i strekkarmeringen

- $A_s$ - er areal av strekkarmeringstverrsnitt
- $x$ - er trykksonehøyden
- $S$ - er kraft i strekkarmering
- $T_c$ - er trykkresultant av betongspenningene i trykksonen



- $z$ - er indre momentarm (avstand fra  $S$  til  $T_c$ )
- $\kappa$ - er tverrsnittets krumning (viktig faktor ved dimensjonering for DCM etter NS-EN 1998-1)

Figur 7.7 Beregningsmodell for momentkapasitet, (Sørensen 2010).

Figur 7.7 viser beregningsmodell for momentkapasitet hvor spenningen  $\sigma_c$  er gitt som funksjon av tøyningen  $\epsilon_c$ . Tøyningen  $\epsilon_c$  er null ved nøytralaksen og øker til  $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$  for  $y=x$  (se figur 7.7). Ved et vilkårlig punkt i avstand  $y$  fra nøytralaksen kan sammenhengen mellom tøyning og  $y$  skrives som (lineært økning).

$$\epsilon_c = (\epsilon_{cu}/x) \cdot y ; \quad 7.11$$

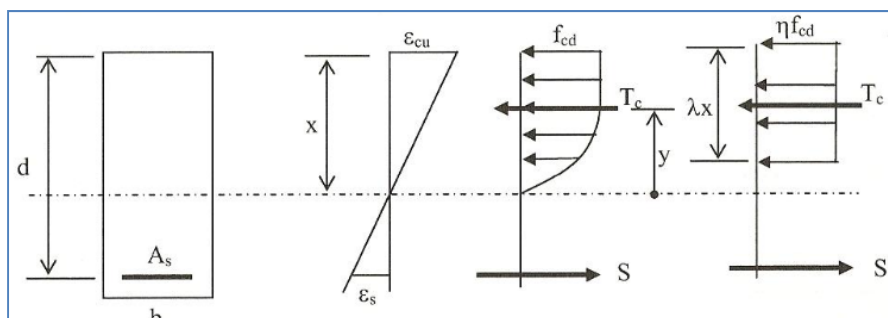
Ut i fra disse forutsetningene kan trykkresultanten  $T_c$  finnes ved å integrere arealet over nøytralaksen. Trykksonerresultanten kan skrives som:

$$T_c = \int_{A_T} (\sigma_c / \gamma_c) dA_T \rightarrow A_T = b \cdot dy \rightarrow T_c = (b/\gamma_c) \int_0^x \sigma_c dy \quad 7.12$$

hvor  $b$  er tverrsnittsbredde,  $\gamma_c$  er materialfaktor. Trykkresultantens angrepspunkt kan da finnes

$$T_c \cdot y_T = \int_{A_T} (\sigma_c / \gamma_c) y \cdot dA_T \rightarrow T_c \cdot y_T = (b/\gamma_c) \int_0^x \sigma_c y \cdot dy \quad 7.13$$

Trykkresultanten og trykkresultantens angrepspunkt kan finnes ved integrasjon av ligningene 7.12 og 7.13. Løsning av ligningene 7.12 og 7.13 kan imidlertid være arbeidskrevende og NS-EN 1992-1-1, pkt. 3.1.7(3) gir en forenkling, dvs. en rektangulær spenningsfordeling som vist i figur 7.8.



Figur 7.8 Rektangulær spenningsfordeling, (NS-EN 1992-1-1).

Trykkresultanten gitt i ligning 7.12 kan for en rektangulær spenningsfordeling nå skrives som:

$$T_c = \lambda \eta \cdot f_{cd} \cdot x \cdot b \quad \text{og} \quad z = d - 0,5\lambda x \quad 7.14a$$

For trykksonehøydefaktor  $\alpha = x/d$  kan ligning 7.14a omskrives som:

$$T_c = \lambda\eta\alpha \cdot f_{cd}bd \quad \text{og} \quad z = (1 - 0,5\lambda\alpha)d \quad 7.14b$$

Med betongtrykksonerresultant  $T_c$  og indre momentarm  $z$  (gitt av ligning 7.14a og 7.14b), kan betongtrykksoneens momentkapasitet,  $M_{Rd}$  skrives medfølgende uttrykk:

$$M_{Rd} = T_c \cdot z = \lambda\eta\alpha \cdot (1 - 0,5\lambda\alpha)f_{cd}bd^2 \quad 7.15$$

Hvor faktorene  $\lambda$  og  $\eta$  er gitt i NS-EN 1992-1-1, pkt.3.1.7(3). For fasthetsklasse  $\leq B50$  kan  $\lambda$  settes lik 0,8 og  $\eta=1,0$ .

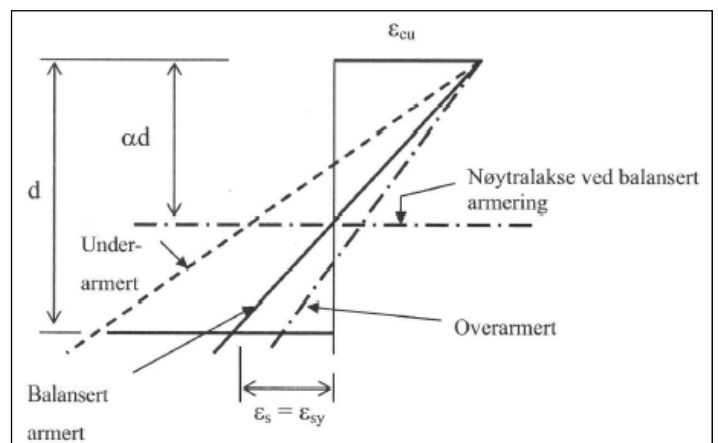
For et tverrsnitt som er utsatt for ytre påkjenninger (moment) kan dermed strekkresultanten,  $S$  (se figur 7.8) uttrykkes ved armeringstøyning:

$$S = \sigma_s A_s = E_s \varepsilon_s \cdot A_s \quad 7.16$$

$\varepsilon_s$  er armeringstøyning og  $E_s$  er armeringens elastisitetsmodul. En viktig faktor som må bestemmes er trykksonehøydefaktoren  $\alpha$ . Betongtrykksoneens momentkapasitet,  $M_{Rd}$  og armeringstøyningen  $\varepsilon_s$  som tilsvarer likevekt mellom  $T_c$  og  $S$  kan beregnes først etter at  $\alpha$ -faktoren er bestemt.  $\alpha$ -faktoren er avhengig av betongtverrsnittet og armeringsmengden, og defineres for tre tøyningstilstander ved bøyebrodd (se fig. 7.9):

- $\varepsilon_s < \varepsilon_{yd}$ : Overarmert tverrsnitt - armeringsmengden i tverrsnittet er stor, dvs. armeringen flyter ikke før betongen knuses. Ved overarmert tverrsnitt kommer betongtrykksonen til brudd før stålspenningen når flytegrensen. Overarmering kan være gunstig for nedbøyningsreduksjon i bruksgrense, men ved overbelastninger kan bruddet skje uten forvarsel. Overarmert tverrsnitt er ugunstig i jordskjelvsammenheng med tanke på omfordeling av krefter og momenter i konstruksjoner og utvikling av bruddmekanismer.
- $\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$ : Balansert tverrsnitt – armeringen flyter samtidig som betongen knuses (betongen i trykkranden når sin maksimale spenning (flytespenning)).
- $\varepsilon_s > \varepsilon_{sy}$ : underarmert tverrsnitt – armeringen flyter før betongen knuses. Armeringsmengden i tverrsnittet er relativt liten (seigt brudd).

Figur 7.9 Tverrsnittets bøyetilstand ved bøyebrodd, (Sørensen 2010).



Ut i fra figur 7.9 og forutsetningene nevnt over kan vi si at strekkresultanten gitt av ligning 7.16 varierer i forhold til armeringstøyningen for overarmerte tverrsnitt (armeringen befinner seg i det elastiske området), mens for balansert og underarmert tverrsnitt så er strekresultanten konstant,

dvs. armeringen deformerer seg plastisk og flytespenningen ( $f_{yd}$ ) er konstant (se figur 7.3). For underarmert og balansert tverrsnitt vil tverrsnittets trykksonehøyde minke med økt ytre belastning. Ved økt belastning vil etter hvert armeringen i strekksonen flyte og på den måten vil også betongen nå sitt plastiske område før den endelig kommer til brudd. Utforming av tverrsnitt som ved en tøyningstilstand kan defineres som underarmerte- eller balansert armerte tverrsnitt er gunstig i jordskjelvsammenheng med tanke på kraftfordeling og energiabsorpsjon.

Både for overarmert, balansert armert og underarmert tverrsnitt defineres  $\alpha$ -faktoren ved hjelp av figur 7.9 med forutsetning av at Naviers hypotese er gyldig. Fra figur 7.9 kan vi skrive:

$$\frac{\varepsilon_s}{(1-\alpha)d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\alpha d} \quad \text{eller} \quad \varepsilon_s = \frac{(1-\alpha)}{\alpha} \varepsilon_{cu} \quad 7.17$$

Innsetter for  $\varepsilon_s$  i ligningen 7.16 og krever aksiallikevekt ( $T_c - S = 0$ , der  $T_c$  er gitt av ligning 7.14b) og får en 2.grads ligning i  $\alpha = x/d$  som er gyldig for overarmert tverrsnitt.

$$\lambda \eta f_{cd} b d \cdot \alpha^2 + E_s A_s \varepsilon_{cu} \cdot \alpha - E_s A_s \varepsilon_{cu} = 0 \quad 7.18a$$

For underarmert og balansert armert tverrsnitt er strekkkraftresultanten konstant  $S = f_{sd} \cdot A_s$  (armeringen flyter). Ved å kreve aksiallikevekt mellom  $S = f_{sd} \cdot A_s$  og  $T_c$  gitt i ligning 7.14a, kan  $\alpha$  bestemmes fra 1.grads ligning.

$$\lambda \eta f_{cd} b d \cdot \alpha - f_{sd} A_s = 0 \quad 7.18b$$

Ved dimensjonering av et betongtverrsnitt må en først identifisere om tverrsnittet er overarmert eller underarmert. Det kan gjøres ved å ta utgangspunkt i tøyningsforløpet vist i figur 7.7 og sette armeringstøyningen  $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$ . Forholdet mellom armering og betongtøyning kan skrives som:

$$\frac{(1-\alpha_b)d}{\varepsilon_{yd}} = \frac{\alpha_b d}{\varepsilon_{cu}} \quad \text{eller} \quad \alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} \quad 7.19$$

I praksis velges et vilkårlig tverrsnitt og med valgt armeringsmengde. For å bestemme tverrsnittets momentkapasitet, settes i ligning 7.19  $\varepsilon_{cu} = 0,0035$ ,  $\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 500/(1,15 \cdot 200000) = 0,00217$  for å bestemme  $\alpha_b$ . Beregnet  $\alpha_b$  settes i ligning 7.18b (for balansert- og underarmert tverrsnitt) som videre brukes for beregning av balansert armeringsmengde  $A_{s,b}$ . Hvis innlagt armeringsmengde  $A_s > A_{s,b}$  er tverrsnittet overarmert og aktuelle  $\alpha_b$  kan regnes ut fra ligning 7.18a. Hvis  $A_s < A_{s,b}$  er tverrsnittet underarmert og aktuell  $\alpha_b$  kan regnes ut fra ligning 7.18b. Etter at  $\alpha_b$  er beregnet bør det kontrolleres om armeringstøyningene overskrider den tillatte grensen  $\varepsilon_{ud}$  (i hht til NS-EN 1992-1-1, kan  $\varepsilon_{ud} = 0,03$ ). Hvis armeringstøyningen er  $\varepsilon_s$  er mindre enn  $\varepsilon_{ud}$  kan betongtrykksoneens momentkapasitet beregnes fra ligning 7.15. Vanlig praksis i Norge er å velge  $\varepsilon_s > \varepsilon_{yd}$  ( $\varepsilon_s = 2\varepsilon_{yk} = 0,005$ ) altså underarmert. Fordelen med underarmert tverrsnitt er at konstruksjonen fremviser en vis seighet før brudd som er gunstig med hensyn til omfordeling av momenter for statisk ubestemte konstruksjoner.

Betongtrykksonens momentkapasitet kan økes ved en annen spenningsfordeling i tverrsnittets trykksone. Det kan gjøres ved å forsterke betongtrykksonen med armering (i situasjoner hvor  $M_{Ed} > M_{Rd}$ ). For tverrsnitt med behov for trykkarmering er det praktisk å dele beregningene i to trinn, (Sørensen 2010, kap.4.2.3):

1. Bestem strekkarmeringsandelen som svarer til fullt utnyttet trykksone,  $A_{s1}$ , dvs. armering som balanserer momentet  $M_{Rd}$  (gitt av ligning 7.15). Armering  $A_{s1}$  beregnes av følgende uttrykk:

$$A_{s1} = M_{Ed}/z \cdot f_{yd} \quad 7.20a$$

2. Tilleggsarmering  $A_{s2}$  som skal balansere resten av ytre moment ( $\Delta M_{ED} = M_{Ed} - M_{Rd}$ ) legges både på trykk og strekksiden. Armeringsmengden  $A_{s2}$  bestemmes ved å kreve likevekt mellom indre og ytre krefter (forutsatt at trykkarmeringen flyter,  $\epsilon_s > \epsilon_{yd}$ ). Likevekt gir

$$\Delta M_{Ed} = f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot h' \quad \text{eller} \quad A_{s2} = \Delta M_{Ed}/h' \cdot f_{yd} \quad 7.20b$$

$h'$  er avstanden fra strekkarmeringens tyngdepunkt til trykkarmeringens tyngdepunkt.

Den totale armeringsmengden blir:

- Total armering i tverrsnittets strekksone;  $A_s = A_{s1} + A_{s2}$
- Total armering i tverrsnittets trykksone;  $A_s' = A_{s2}$

#### 7.1.4.4 Skjærkraft

Konstruksjonsdeler som er påkjent av tverrbelastninger blir i tillegg til bøyemoment utsatt også for skjærkrefter. Skjærkraften  $V$  har stor betydning for dimensjoneringen av betongtverrsnitt. Tverrsitt påkjent av både bøyemoment og skjærkraft utsettes for skjærspenninger som virker vinkelrett på bjelkeaksen (pga. skjærkraft), og akseparallelle skjærspenninger (pga. bøyemoment, behandlet i kap.7.1.4.3).

Figur 7.10 viser en modell som kan benyttes for å bestemme skjærspenningsfordeling pga.  $V$ . Her er en bjelketverrsnitt delt i to delfigurer (under N.A, delfigur a, og over N.A, delfigur b). Modellen tar utgangspunkt i en fritt opplagt bjelke påkjent av en jevnt fordelt last.

Ser på delfigur a (under snitt 1-1) og krever likevekt om horisontalretning:

$$\tau \cdot b \cdot dx = dS = dM/z \quad \text{eller} \quad \tau = dM/(b \cdot dx \cdot z) = V/(z \cdot b) \quad 7.21$$

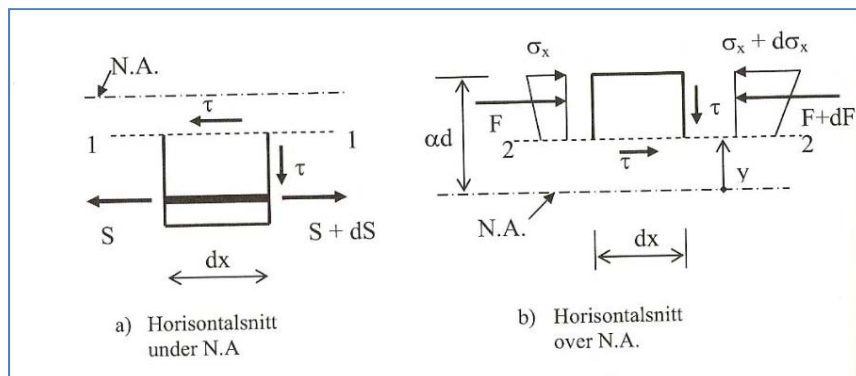
Ser på delfigur b (over snitt 2-2) og krever likevekt om horisontalretning:

$$\tau \cdot b \cdot dx = dF \quad 7.22a$$

$$\text{hvor} \quad dF = \int_{A_2} d\sigma_c dA = \int_{A_2} (dM/I_c) y dA = (dM/I_c) \int_{A_2} y dA = (dM/I_c) \cdot S_M \quad 7.22b$$

som gir  $\tau = (dM \cdot S_M)/(bx \cdot I_c \cdot b) = (V \cdot S_M)/(I_c \cdot b)$

7.23



$A_2$  er arealet av trykksonen over snitt 2-2,  $I_c$  er tverrsnittets arealtregningsmoment og  $S_M$  er det statiske momentet

$$S_M = \int_{A_2} y dA).$$

Figur 7.10 Elementer for bestemmelse av skjærspenning, (Sørensen 2010).

Ligning 7.21 forteller oss at skjærspenningen er konstant fra N.A. (nøytralaksen) og i hele strekksone. Ligningen 7.23 som gir skjærspenningsfordeling i tverrsnittets trykksone (fra N.A. og til tverrsnittets ytre fiber) er parabelformet og er gitt av den samme skjærspenningsformelen som vi kjenner fra mekanikken.

Tverrsnittets skjærkraftkapasitet skal beregnes etter reglene gitt i NS-EN 1992-1-1, kap.6. Reglene gjelder for bjelker og plater hvor forholdet mellom spennvidde og høyde er minst 3,0 ved tosidig opplegg og 1,5 ved utkragede konstruksjonsdeler. NS-EN 1992-1-1 gir forskjellige modeller for beregningen av skjærkapasitet avhengig av om det er beregningsmessig behov for skjærarmering eller ikke. Tverrsnittets skjærkapasitet skal påvises for både strekkbrudd og trykkbrudd.

For konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering gir NS-EN 1992-1-1, pkt. 6.2.2(1) følgende empiriske formel for skjærstrekkkapasitet:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_L \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w d \geq v_{min} \cdot b_w d \quad 7.24a$$

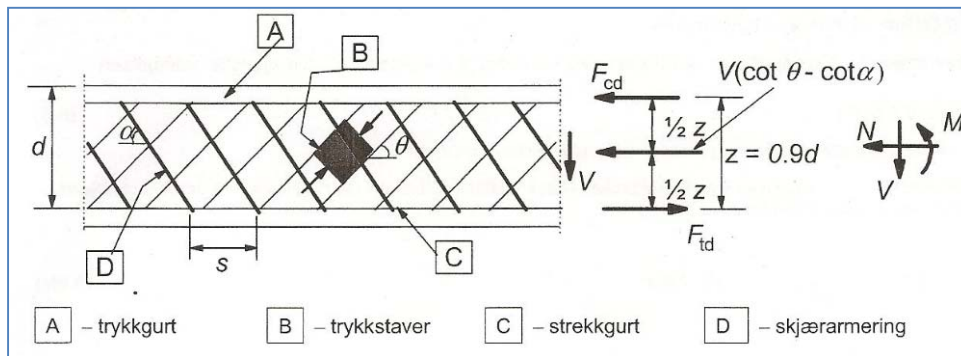
$f_{ck}$  er karakteristisk sylindrefasthet, faktor  $k=(1+\sqrt{(200/d)})<2,0$ ,  $\rho_L$  er armeringsforholdet ( $\rho_L \leq 0,02$ ), faktor  $C_{Rd,c}=k_2/\gamma_c$ , hvor  $k_2=0,18$  eller  $0,15$  (se NA, pkt. 6.2.2(1)),  $\gamma_c$  er materialfaktor,  $v_{min}=0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ .

For konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering gir NS-EN 1992-1-1, pkt. 6.2.2(6) følgende formel for skjærtrykkkapasitet:

$$V_{Rd,cc} = 0,5b_w d \cdot v f_{cd} = 0,5b_w d \cdot (0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250)) f_{cd} \quad 7.24b$$

$v$  er fasthetsreduksjonsfaktor for betong opprisset på grunn av skjærkraft.

For konstruksjonsdeler med beregningsmessig behov for skjærarmering er dimensjoneringen basert på en fagverksmodell som vist i figur 7.11. Her forutsettes at hele skjærkraften taes opp av skjærarmeringen.



Figur 7.11  
Skjærkraftsmodell og  
betegnelser for  
fagverksmodell, [2].

Skjærstrekkkapasiteten beregnes på grunnlag av kraftkomponenten i skjærkraftens retning av den tverrarmingeringen som krysser et antatt skråriss som danner vinkel  $\theta$  med bjelkeaksen (se figur 7.11). Helningen av  $\theta$  kan velges innenfor vise grenser som angitt i NS-EN 1992-1-1, pkt.6.2.3(2), uttrykt ved  $\cot \theta$  (anbefalte grenser er  $1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5$ ). Skjærkraftskapasiteten er gitt av følgende uttrykk:

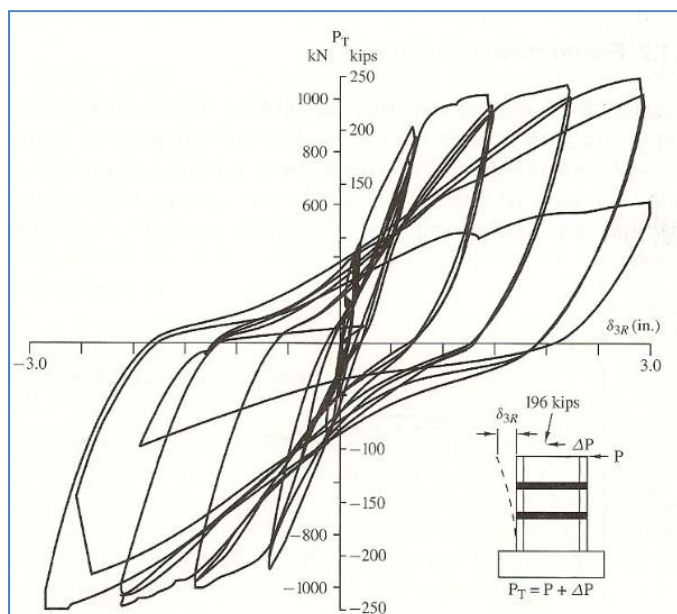
$$V_{Rd,s} = (A_w/s) \cdot z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad 7.25$$

$A_{sw}$  er skjærarmingeringens tverrsnittsareal,  $f_{ywd}$  er skjærarmingeringens dimensjonerende flytegrense og  $s$  er senteravstanden mellom bøylene.



### 7.1.5 Betongkonstruksjoner utsatt for seismiske laster

I jordskjelvsammenheng er det ønskelig å utforme armerte betongtverrsnitt slik at de har tilstrekkelig stivhet og fleksibilitet. Dimensjonering og utforming av motstandsdyktige elementer (søylar, bjelker og vegger) og knutepunkter for jordskjelvlaster har vært problematisk og usikker.



Siden 60-tallet har hundrevis av laboratorie tester blitt utført for å studere oppførselen av konstruksjonsdeler utsatt for seismiske påkjenninger. I tillegg til prøvinger i laboratorium har studier av konstruksjoner som er blitt utsatt for tidligere jordskjelv gitt forskerne viktig informasjon for å identifisere de kritiske områdene i konstruksjoner.

Figur 7.12 Ikke-lineær oppførsel for konstruksjonskomponenter utsatt for sykliske laster, [8].

Under jordskjelv settes konstruksjonen i bevegelse som resulterer i sykliske (repeterende) krefter på konstruksjonen. Disse forholdene, sykliske kraft-deformasjon påkjenninger for enkelte komponenter eller samling av betongkomponenter i full- eller mindre skala har blitt stimulert i laboratorietester. Som resultat av disse testene viser det seg at de sykliske kraft-deformasjons forholdene er avhengig av materialoppførsel og konstruksjonssystemer, [8]. Typisk kraft-deformasjon kurver for betongkonstruksjon utsatt for sykliske laster er vist i figur 7.12.

Fra figur 7.12 ser vi at helningene på kurvene avtar etter hvert som antallet sykliske laster øker. Det medfører i økende ikke-lineære deformasjoner og redusert tverrsnittstivhet. Siden arealet under kraft-deformasjonskurvene er et mål for den energien som konstruksjonsdelen absorberer, ser vi at også denne blir mindre i de siste sykliske kraft-deformasjonskurvene før bruddet opptrer. I situasjoner der vi ønsker å dimensjonere konstruksjoner med økt evne til energioptak ved ikke-lineær oppførsel, bør betongtverrsnittet og knutepunktene utformes og dimensjoneres i hht. NS-EN 1998-1 som er gjeldende for seismisk dimensjonering i Norge (se kapittel 8). Økt evne til energioptak for betongkonstruksjoner styres i hovedsak av betong-tverrsnittets duktilitet, som igjen styres av armeringsmengde og armeringsklasse. Tverrsnittets lokal duktilitet sikres ved å dimensjonere betongkonstruksjoner slik at store plastiske rotasjoner kan finne sted i de områdene i konstruksjonen der det er forutsatt i den globale deformasjons- mekanismen, og bare der. Vanligvis opererer jordskjelvstandardene med en duktilitetsfaktor (konstruksjonsfaktor) som viser konstruksjonens evne til å absorbere energi. For tverrsnitt utsatt for bøyemoment eller bøyemoment + aksiallast kan tverrsnittets duktilitetsforhold  $\mu$  uttrykkes som forholdet mellom

tverrsnittets maksimale krumning uten noen signifikant kapasitetsreduksjon,  $\kappa_u$ , og krumningen ved første flyt,  $\kappa_y$  (se figur 7.7, for tverrsnitt utsatt for bøyemoment)

$$\mu_\kappa = \kappa_u / \kappa_y \quad 7.25$$

Figur 7.7 og 7.9 viser at krumningen kan uttrykkes ut i fra maksimal betongtøyning,  $\varepsilon_{cu}$

$$\kappa_u = \varepsilon_{cu} / x = \varepsilon_{cu} / \alpha d \quad 7.26$$

Generelt kan vi si at tverrsnittets duktilitet kan påvirkes av forhold som: i) materialegenskaper og betongtøyningene spesielt hvis tøyningen påvirkes av mengde armering; ii) tverrsnittets geometri og armeringsforholdet i trykk og strekksonen; iii) lastforhold slik som aksiallast og skjærkraft.

Som det fremgår av uttrykkene 7.25 og 7.26 (se også figur 7.7-7.9) ser vi at faktorer som har en tendens til å øke  $\varepsilon_{cu}$  eller redusere  $\alpha d$  har en tendens til å øke tverrsnittets duktilitet. Som nevnt i kapittel 7.1.4.3, vil etter hvert armeringen i strekksonen ved økt belastning nå flytespenningen, og på denne måten vil også betongen nå sitt plastiske område før det endelige bruddet opptrer. Det innebærer at tverrsnittets trykksonehøyde avtar og betongtøyningen  $\varepsilon_{cu}$  i trykksonen øker. Dette er tilfelle for underarmerte og balansert armerte tverrsnitt. På den andre siden vil betong med høy fasthet i kombinasjon med store armeringsmengder i trykk og strekksonen (overarmerte tverrsnitt), ha tendens til å øke trykksonehøyden og dermed redusere tverrsnittets duktilitet. Andre faktorer som kan påvirke tverrsnittets duktilitet er bøylearmeringen ved de kritiske områdene som forhindrer utknekkingen av lengdearmering etter at betongen i de kritiske områdene er knust pga. sykliske belastninger.

### 7.1.5.1 Søyle-bjelke forbindelser

Knutepunktene (søyle-bjelke forbindelser) er de kritiske områdene i rammekonstruksjoner. Disse områdene kan bli utsatt for store påkjenninger under seismiske påvirkninger. Knutepunktene skal dimensjoneres og detaljeres for å motstå de seismiske påkjenningene ved å gjennomgå store uelastiske deformasjoner (rotasjoner) med styrken i behold. Virkningen av sykliske laster under jordskjelv kan føre til styrkereduksjon i knutepunktene som kan resultere i store deformasjoner i konstruksjonen, hvor P- $\Delta$  effekter er uunngåelig.

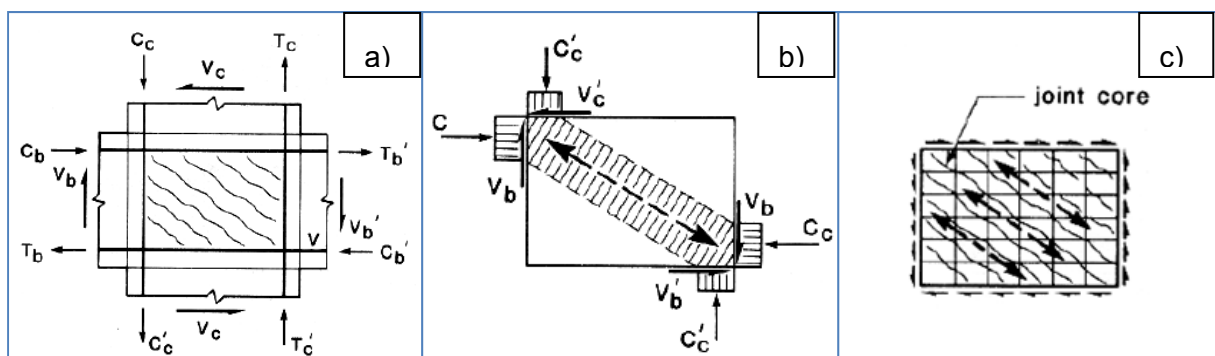
Utformingen av søyle-bjelke forbindelsene skal generelt sikre at: i) knutepunktet skal sikre at elementene i forbindelsen (bjelker og søyler) kan utvikle de forutsatte deformasjonsmekanismene med styrken i behold; ii) det skal forhindres at knutepunktets stivhet pga. sprekkdannelsene blir redusert i den grad at heft mellom betong og lengdearmering samt forankringen mellom søyle- og bjelkearmeringen bryter sammen.

Det største problemet er sikringen av knutepunktets kjerne slik at den ikke går i oppløsning pga. store reverserende skjærspenninger (se figur 7.13). Derfor er det viktig at knutepunktene utformes

slik at de plastiske leddene (energiabsorberende områder i elementer) blir flyttet bort fra knutepunktets kjerne og ut til bjelke eller søyleelementene der hvor man ønsker at det plastiske ledd skal danne seg (se kapitel 8).

Figur 7.13 viser en typisk søyle-bjelke forbindelse som er utsatt for horisontale lastpåkjenninger. Delfigur 7.13a viser snittkreftene som knutepunktets kjerne utsettes for ved sykliske belastninger. Ytre momentpåkjenninger opptas av trykk og strekkresultantene som prøver å trekke armeringen ut av opprinnelig posisjon. Denne kombinasjonen av kraftvirkningen i knutepunktet fører til at armeringen når flytespenningen gjentatte ganger i løpet av sykliske laster og på denne måten svekker heft i overgangsjiktet mellom betong og armering. Er lastvirkningen stort nok, overskrider den betongens strekkfasthet (den skrå trykkspenningen fra armeringsstengene fører til strekkspenning i overdekningen), og resultatet er spalteriss som til slutt kan føre til heftebrudd mellom betong og armering. Glidning av armeringsstengene som følge av heftebrudd pga. sykliske lastpåkjenninger fører ofte til økte rotasjoner i knutepunkter som også kan føre til store deformasjoner og ustabile konstruksjoner.

Etter at søyle-bjelke forbindelser undergår flere sykliske uelastiske deformasjon, har knutepunktets kjerne en tendens til å utvikle en lastsituasjon (fagverk mekanisme) som vist i figur 7.13b.

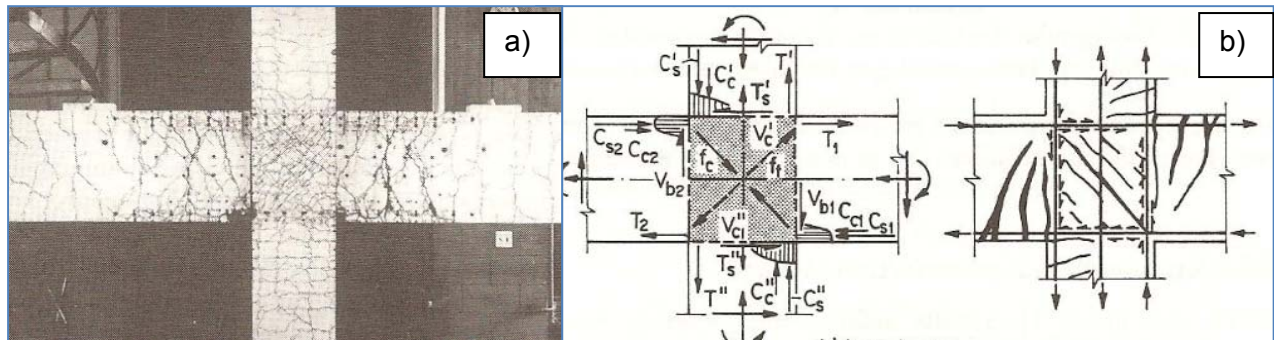


Figur 7.13 Idealisert kraftmekanisme; a) Snittkrefter ved knutepunkt; b) Strekkdiagonal i knutepunktets kjerne; c) Knutepunktets kjerne (fagverk mekanisme), [7].

Fagverkmekanismen i knutepunktet er et resultat av interaksjon mellom lengdearmoring (i horisontal- og vertikalretning) og det diagonale trykkfeltet som virker på elementet, avgrenset av knutepunktets kjerne. Trykkdiagonalen skal motstå skjærkreftene som konsentrerer seg i knutepunktets kjerne. Thomas Paulay, Hugo Bachmann, Konrad Moser 1990, kap.4 (referanse [7], videre i dokumentet brukes som Paulay 1990 eller bare [7]), viser fremgangsmåten for beregning av de skjærkreftkomponentene som virker i vertikal og horisontalretning (snittkraftberegningen er ikke vist i dette dokumentet). Strekkdiagonalen som går på tvers av knutepunktets kjerne avtar i kraft etter hvert som sprekker i kjernen blir større og dypere. For å unngå store sprekker og avskalling av betong i knutepunktene, må knutepunktene armeres med skjærbøyer som sikrer balanse mellom ytre og indre krefter. I tillegg skal områder i søyler og bjelker som anses som

kritiske områder (se kapittel 8) skjærarmeres ekstra for å sikre balanse mellom indre og ytre skjærkrefter og forhindre utknekning av lengdearmering.

Kraftforløpet i søyle-bjelke forbindelser i rammekonstruksjoner diskutert over er stort sett basert på tester utført i forskjellige laboratorier verden rundt. Teorien for beregningen av snittkrefter ved knutepunktets kjerne og ved kritiske områder nær knutepunktet er ofte vist ved hjelp av idealiserte kraftforløp som stemmer ganske bra med resultatene utført i laboratorier. Eksempel på et søyle-bjelke knutepunkt som er utsatt for sykliske laster og idealisert kraftforløp (risssanning) ved knutepunktet er vist i figur 7.14.



Figur 7.14 a) Søyle-bjelke knutepunkt utsatt for sykliske laster; b) Idealisert kraftforløp på knutepunkt, [7].

### 7.1.5.2 Veggskiver

Her til lands er det vanlig å bruke skivesystemer for horisontalavstivning av konstruksjoner. Vertikale seismiske veggskiver vil normalt belastes av vertikale og horisontale laster. Det indre kraftforløpet i en veggskive kan beregnes etter vanlig bjelketeori (se kapittel 7.1.4) dersom forholdet mellom høyde og bredde er rimelig stor (se kapittel 8, krav til høyde/bredde forhold i hht [1]). Tverrsnittets duktilitet kan generelt bestemmes som for søyler/bjelker, men her bør flere forhold vurderes som for eksempel forholdet mellom krumningsduktilitet  $\mu_k$  og deformasjonsduktilitet  $\mu_\Delta$ . Både krumningsduktilitet og deformasjonsduktilitet er definert ut i fra forholdet mellom maks rotasjon/deformasjon ( $\kappa_u$ ,  $\Delta_u$ ) og rotasjon/deformasjon ved første flyt ( $\kappa_y$ ,  $\Delta_y$ ). I jordskjelvsammenheng blir veggskivene utformet slik at kritiske områder som absorberer energi (for duktile vegger) dannes over bunnen av en vegg. Krumningsduktilitet ved veggens kritiske område, blir større enn deformasjonsduktiliteten og kan generelt beregnes ut i fra sammenhengen mellom krumning og deformasjon. Sammenhengen og forholdet mellom krumningsduktilitet og deformasjonsduktilitet er illustrert i eksempel 7.1 (eksempelet er hentet fra Paulay 1990, kap.3.1.5).

#### **Eksempel 7.1**

I figur 7.15 er det vist en utkraget duktil vegg påkjent av en horisontal punktlast  $F$ . Geometriske forhold og antagelser for beregningen (bruker samme symboler, forkortelser og definisjoner som [7]):

høyden på det kritiske området:  $l_p = 0,75l_w$   
Høyde – breddeforholdet  $h/l_w = 10$  dvs.  $l_p = 0,075h$   
Deformasjonsduktilitet  $\mu_\Delta = 4,0$

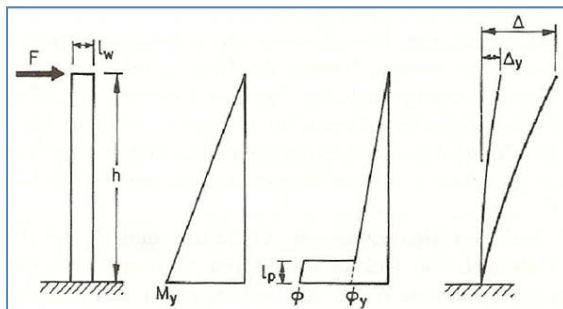
Elastisk deformasjonsstivhet for utkragede elementer er gitt av:  $\Delta_y = (F_y \cdot h^3)/(3EI)$

Moment pga.  $F_y$  blir  $M_y = F_y \cdot h$  og  $\kappa_y = M_y/EI = F_y \cdot h/EI = 3 \Delta_y/h^2$

Den plastiske andelen av deformasjonen er:

$\Delta - \Delta_y = (\kappa - \kappa_y) \cdot l_p \cdot (h - l_p/2)$  hvor  $\mu_\Delta = \Delta / \Delta_y$  og krumningsduktilitet blir

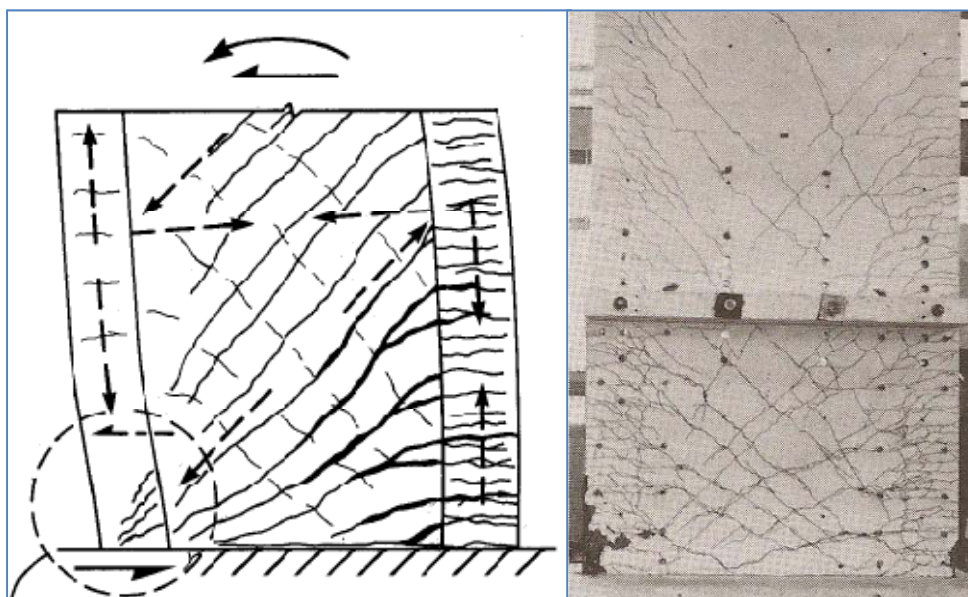
$\mu_\kappa = (\kappa / \kappa_y) = ((h^2(\mu_\Delta - 1))/(3l_p(h - l_p/2)) + 1) = ((h^2(4 - 1))/(3 \cdot 0,075(h - 0,075 \cdot h/2)) + 1) = 14,9$



Her ser vi at krumningsduktiliteten blir tre ganger så stor som deformasjonsduktiliteten. Hvis vi for eksempel velger høyde-breddeforholdet,  $h/l_w = 4$ , så får vi en krumningsduktilitet  $\mu_\kappa = 9,5$ .

Figur 7.15 Utkraget veggskive belastet med en punktlast i toppen (i figuren er krumningen betegnet med  $\Phi$ ), [7].

Figur 7.16 viser en typisk veggskive som er utsatt for ensidige sykliske lastpåkjenninger. Som forventet, blir kraftforløpet (se piler i figur 7.16) i veggskivens kritiske område bestående av en trykk- og strekk kraft i veggens randsoner, en skjærkomponent ved veggens bunnivå og en skrå trykkdiagonal som er orientert parallelt med skråriss (som trykkdiagonaler i et fagverk). Rissretningen (trykkdiagonal) danner en vinkel med skjærkraftkomponenten som tilnærmet er lik  $45^\circ$ , men blir mer parallelt med skjærkraftkomponenten i trykksone. Dette har sammenheng med at riss oppstår normalt på største hovdestrekkspenning (se [5], kap.4.3.1).



Figur 7.16 Kraftforløp og rissdanning for veggskive utsatt for sykliske laster. a) idealisert rissing og kraftforløp; b) rissing av veggskive utsatt for virkelige sykliske lastpåkjenninger, [7].



Veggene er generelt utformet som underarmert tverrsnitt dvs. knusing av betongen for vanlige belastninger forekommer ikke. Ved repeterende belastninger skal skjærarmeringen i enden av veggene (randsonen er tverrsnittets mest påkjente området, stiplet område på figur 7.16) gi lengdearmeringen nok sidestøtte. I løpet av et jordskjelv kan de ytre påkjenningene bli store, noe som fører til at både lengdearmeringen og trykkarmeringen sannsynligvis blir ustabil etter hvert som betongen risser opp (ev. betong raser ut). Disse gjentatte lastvirkningene svekker heften i overgangsjiktet mellom betong og armering. I slike tilfeller vil sykliske belastninger føre til at trykkarmeringen knekkes ut, som resulterer i gradvis reduksjon av tverrsnittskapasitet. For å sikre tverrsnittets bæreevne gjennom hele jordskjelvet skal dimensjonering og detaljering utføres i samsvar med NS-EN 1998-1 (se kapittel 8). Selv om Jordskjelvstandarden beskriver i detalj dimensjonering og detaljering av veggskiver, er det viktig å ha et bilde over kraftforløpet og kraftmekanismer som kan utvikler seg i veggens kritiske område i løpet av et jordskjelv. Veggskiver utsatt for seismiske påkjenninger er detaljert beskrevet i Paulay 1990, kapitel 5 (referanse [7]).

Dimensjonering og detaljering av veggskiver, i hht. NS-EN 1998-1, for lav energiabsorpsjon (DCL) og middels energiabsorpsjonsevne (DCM) er vist i kapittel 9 (se også vedlegg A2.2).

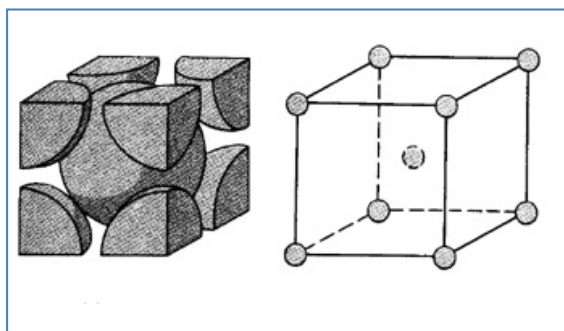
## 7.2 Stålkonstruksjoner

Valg av grunnleggende parametere for bygningsmaterialer, gjøres på grunnlag av relevante standarder som gjelder her til lands. Stålstandarden NS3472 som var gjeldende i Norge t.o.m. 2010, er faset ut og erstattet med NS-EN 1993-1-1(1-6):2005+NA:2008 (videre i kapitlet brukes NS-EN 1993-1 eller bare [3]). NS-EN 1993-1 er gjeldende for prosjektering av stålkonstruksjoner i sin alminnelighet, og skal dekke dimensjonering av både enkle og kompliserte stålkonstruksjoner. Særskilte bestemmelser og detaljeringsregler for energiabsorberende konstruksjoner er gitt i NS-EN 1998-1, [1], (se kapittel 8). I dette delkapitlet er det kort behandlet stålets materialeegenskaper, elastisk og plastisk dimensjoneringsprinsipper for ståltverrsnitt. Dette kapitlet er inspirert av litteratur som henvises underveis i teksten.

### 7.2.1 Stålets egenskaper

Stål er et homogent materiale og tilhører metalliske materialer familien. Alle stoffer inkludert også metaller, deles i stadig mindre enheter hvor grensen går ved stoffets atomer/molekyler. Teorien om at metallene er sammensetning av små udelelige partikler (atomer) ble lagt frem av den greske filosofen Demokritos, ca.400 år f.Kr, uten å få tilslutning hos datidens filosofer. Det gikk veldig lang tid før moderne atomteori ble grunnlagt av John Dalton (1766-1844). Samtidig definerte Avogadro begrepet molekyl, som han mente er den minste partikkelen et grunnstoff kunne deles ned til. I følge Almar-Næss 2003, (referanse [10]), kan den definisjonen aksepteres også i dag hvis man begrenser egenskapene til kjemiske egenskaper, og videre tar i betraktning at molekylbegrepet ikke er relevant for et flertall av de krystallinske stoffer.

Metaller (metall-legeringer) er bygget opp av atomer som er ordnet i et eller annet regelmessig, tredimensjonal mønster, som vi kaller for en krystallinsk struktur. Et stoff bestående av et aggregat av atomer ordnet i et slikt mønster kalles for et krystall (avledet av det greske ordet *krystallos*, som betyr gjennomsiktig). Rene metaller har vanligvis et av følgende tre enkle krystallstrukturer: kubisk flatesentrert krystallstruktur (FCC), kubisk romsentrert krystallstruktur (BCC) og heksagonal tettpakka krystallstruktur (HCP). I temperatur under  $910^{\circ}\text{C}$  og mellom  $1390^{\circ}\text{C}$  og smeltepunktet har jern BCC struktur (se figur 7.17). Gitterstruktur kan beskrives av enhetsceller, hvor cellens



lengde/bredden/høyde beskrives av tre vektorer  $a$ ,  $b$  og  $c$ . "Det mønster som legges til grunn for atomenes ordning i krystallinske stoffer, kalles gitterstruktur. Gitterstruktur er karakterisert ved regelmessighet og symmetri" (Almar-Næss 2003, side.11).

Figur 7.17 Kubisk sentrert (BCC) krystallstruktur, [11]

En faststoffstruktur idealiseres ofte ved at atomene forestilles som harde usammentrykbare kuler. Disse kulene holdes sammen av interatomære (elektriske krefter som virker mellom kulene)



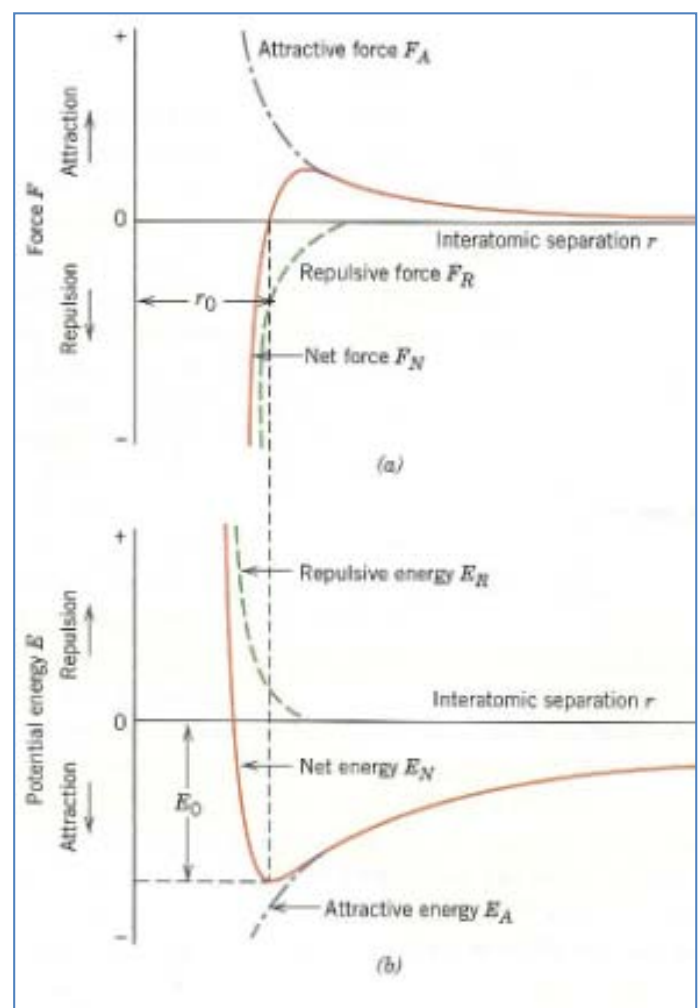
krefter, som gjør det mulig at et material henger sammen. Fra grunnleggende materialmekanikk lærte vi at atomer består av en positiv kjerne omgitt av negative elektroner. Når to atomer kommer tilstrekkelig nær hverandre, vil de ytterste elektronskallene, som er negativt ladet, overløpe hverandre og forårsake frastøtende krefter mellom atomene. Metalliske bindinger kjennetegnes ved at alle metallatomene (de positivt ladede metallatomene befinner seg i en "sky" av negativt ladede elektroner) deler valenselektronene, som beskrives som en sjø av frie elektroner. Med avtagende avstand mellom atomene viser det seg at hastigheten av de frie elektronene i elektronskyen øker, noe som resulterer til et økende trykk fra elektronskyen mot atomene. På grunn av at atomene inneholder både positive og negative ladninger, oppstår både tiltrekkende- og frastøtende krefter ( $F_A$ ,  $F_R$ ), [11], kapittel 2.5. Disse bindingskreftene varierer avhengig av avstanden mellom atomene og type atomer (se figur 7.18a). I likevektstilstanden er kraften mellom atomene lik summen av tiltrekkende og frastøttende krefter, ( $F_N = F_A + F_R$ ). Når  $F_A$  og  $F_R$  er i likevekt (er like store), så vil sum kraft være lik null.

Av og til er det mer praktisk å jobbe med potensial energi mellom to atomer enn med krefter. Sammenhengen mellom kraft og energi kan matematisk vises ved:

$$F = dE/dr \quad \text{og} \quad E = \int F dr \quad 7.27a$$

For å holde atomene i avstand  $r$  fra hverandre, kreves det er potensiell energi  $E(r)$ . Minimum potensiell energi har vi når atomene er i likevektavstand  $r_0$  som tilsvarer avstanden til atomenes nærmeste naboatom i en krystallstruktur. Formen på energikurven ( $E_N$ ,  $E_A$  og  $E_R$ ) som funksjon av avstanden  $r$  mellom atomkjernene er vist på figur 7.18b. I figur 7.18 ser vi at bindingsenergien  $E_0$  som gir minimumspunktet i  $E_N$  kurven (minimumspunktet for potensiell energi) er den energien som kreves for å føre de to atomene i uendelig avstand fra hverandre. Størrelsen på bindingsenergien er med på å bestemme mange av egenskapene til det faste stoffet.

Figur 7.18. a) frastøttende, tiltrekkende og resulterende krefter for to atomer; b) frastøttende, tiltrekkende og resulterende potensiellenergi for to isolerte atomer, [11].



Bindingen mellom atomene bestemmer materialets E-modul, dvs. sterke bindinger med sterk bindingsenergi  $E_0$  (som metaller) har høy E-modul, og motsatt for svake bindinger. E-modulen er i praksis en konstant for et materiale, den påvirkes nesten ikke av defekter og mikrostruktur. Vi kan tenke oss at kraften tilnærmet kan skrives

$$F = dE/dr \quad \text{tilnærmet} \quad F \approx k_0 \cdot (r - r_0) \quad 7.27b$$

Ligningen over viser at kraften som må til for å forskyve et atom fra sin likevektposisjon er lik stivheten  $k_0$  (mekanisk fjærkonstant) ganget med en forskyvning  $(r-r_0)$ , hvor  $r_0$  er likevektsavstanden mellom atomene og  $r$  er avstanden mellom atomer forårsaket av enakset spenning som krystallet belastes av. Den ytre spenningen må være:

$$\sigma = F(r)/(r_0^2) = k_0 \cdot (r - r_0)/(r_0 \cdot r_0) = (k_0/r_0) \cdot \varepsilon \quad 7.27c$$

hvor  $\varepsilon = (r - r_0)/r_0$  er krystallens tøyning som forårsakes av ytre spenning. For elastisk materielloppførsel er Hooke's lov gjeldende, dvs. materialets E-modul kan skrives som:

$$E \approx k_0/r_0 \approx (dF/dr)_{r=r_0} \quad 7.27d$$

Elastisitetsmodulen som er stigningstallet for spenning-tøyningskurven i det elastiske området er lite påvirket av små variasjoner i sammensetningen i legeringer og gitterfeil.

I forbindelse med elastiske deformasjoner påpeker Almar-Næss 2003 (side 75), at nedbøyning av en stållegering er proporsjonelt med E-modul og kraft. Ved dimensjonering av for eksempel bjelker i bruksgrensetilstand er vi opptatt at forskyvningen ikke overskrider standardens krav. Det er viktig å merke seg at for en gitt kraft er deformasjonen avhengig av materialets E-modul og ikke av materialets strekkfasthet.

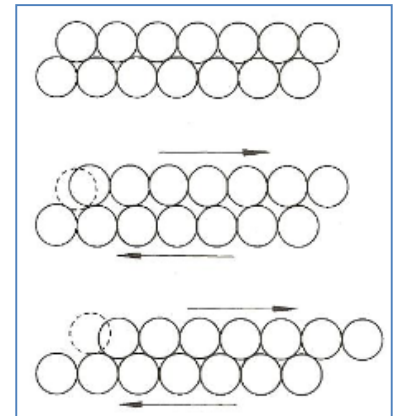
## 7.2.2 Elastiske og plastiske deformasjoner på atomært nivå

Alle metaller inkludert stål, som utsettes for ytre mekaniske krefter (trykk/strekk), vil deformere seg elastisk eller plastisk. I hvor stor grad en struktur deformeres (tøyes) er avhengig av størrelsen på den anvendte ytre kraften. Elastiske deformasjoner er karakterisert ved at de små forandringene (deformasjonene) i atomgitteret forsvinner ved avlastning, mens de plastiske deformasjonene blir stående igjen, dvs. deformasjonene er ikke reversible lenger.

Ved elastisk tøyning (deformasjoner) på det atomære planet vil atomene flyttes litt ut fra likevektsposisjonen, men forskyvning av enhetscellen tilsvarer en forskyvning som er mindre enn atomavstanden, dvs. ved en avlastning kommer atomene igjen i deres opprinnelige posisjon. I det elastiske området er tøyningen proporsjonal med anvendt spenning.

Den plastiske deformasjonen henger sammen med at atomplan påkjent av skjærspenninger glir (flyttes et atomplan) i forhold til hverandre som kortene i en kortestokk (se figur 7.19). Den teoretiske skjærspenningen i et atomgitter er da summen av alle bindingskreftene per flateenhet i

et atomplan. Glidningsprosessen som kalles slipp, skjer lettest i tettpakkede atomplan i tettpakkede retninger. Den oppløste skjærspenningen i et glidesystem fører til at dislokasjonen utsettes for en kraft som overalt står normalt på dislokasjonen og parallell med glideplanet. I følge Almar-Næss, 2003, kan man beregne skjærspenningen som er nødvendig for å bevirke plastiske deformasjoner i et metallgitter. Det viser seg at den teoretiske skjærstyrken er vesentlig større enn den man finner ved praktiske målinger. Årsaken til dette er at metaller inneholder dislokasjoner, fremmedatomer, partikler osv. som innvirker på dets styrke.



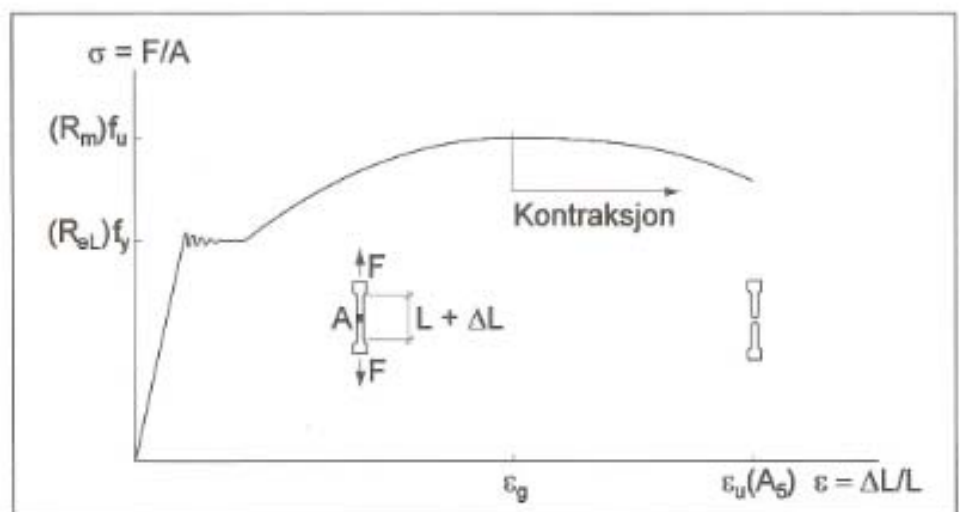
Figur 7.19 Plastiske deformasjoner som skyldes glidning mellom atomplan, (Almar-Næss, 2003).

### 7.2.3 Stålets arbeidsdiagram

De mekaniske egenskapene til stål kan enkelt fremstilles i spennings-tøynings diagram. Materialets flytespenning  $f_y$  og bruddspenning  $f_u$  er de viktigste parametre for kapasitetsberegning av stålkomponenter og bestemmes ved hjelp av strekkprøve. Prøven utføres etter NS-EN 10002 med en standardisert prøvestav med sirkulær eller rektangulært tverrsnitt. Typisk spennings-tøynings diagram for konstruksjonsstål er vist i figur 7.20.

Vertikalaksen angir spenningen i forhold til strekkstavens opprinnelige areal, mens horisontalaksen angir tøyningen som refererer til opprinnelige målelengde. Innenfor det elastiske området tilsvarer helningen av kurven Youngs elastisitetsmodul  $E$ . Når flytegrensen er nådd begynner kurven å avvike fra den rette linjen dvs. plastiske deformasjoner begynner å opptre mens materialet flyter (flytegrensen  $R_{eL}$  er definert som den spenningen der det skjer en målbar forlengelse på ca. 0,2%, dvs. spenningen som kreves for å deformere prøven 0,2% plastisk). Etter at spenningen har kommet til en nedre flytegrense (etter å ha passert øvre flytegrense), er spenningen konstant mens stavens tøying øker.

Det høyeste punktet på spennings-tøyningskurven (innsnevringsoområdet) gir materialet strekkfasthet  $f_u$  ( $R_m$ ).



Figur 7.20 Spennings-tøyningsdiagram for konstruksjonsstål, (Stål Håndbok, 2010).

Fra spennings-tøyingskurven virker det som om materialet blir svakere etter at strekkfastheten er passert. Egentlig er opptredende spenning på prøvestaven høyere enn det som er gitt i diagrammet, samt at materialets fasthet er noe høyere (se referanse [11], kap.6.7). Grunnen til at materialet ser ut til å bli svakere er at tøyningene (forlengelsene) i staven fører til at tverrsnittsarealet blir mindre i det innsnevra området. Derfor er det av og til bedre å plote (beregne) den sanne spennings-tøyingskurven ([11], figur 6.16), som blir litt annerledes enn spennings-tøyingskurven vist i figur 7.20. Sann spenning og sann tøyning kan skrives som:

$$\sigma_T = \frac{F}{A_i} \quad \text{og} \quad \varepsilon_T = \ln(l_i/l_0) \quad 7.28$$

Hvor  $A_i$  er øyeblikkelig tverrsnittsarealet (det virkelige arealet for betraktet tøyning),  $l_0$  stavens lengde før belastning og  $l_i$  er øyeblikkelig lengde.

Fra arbeidsdiagrammet kan en avlese de viktigste materialparametrene for stål som:

- Materialets flytegrense  $f_y$ : angir den minimale spenningen for begynnende plastiske tøyninger. Flytegrensen danner grunnlag for kapasitetsberegninger av konstruksjoner, i dert den tillatte spenningen settes lik dimensjonerende flytespenning ( $f_y$ /materialfaktor).
- Materialets strekkfasthet  $f_u$ : angir den høyeste spenningen som registreres. Strekkfastheten benyttes ikke i noen beregningsgrunnlag, men sammen med bruddforlengelser gir de oss visse opplysninger om materialets evne til energiabsorpsjon før bruddet inntre.
- E-modul E: Sammenhengen mellom spenning og tøyning uttrykt ved elastisitetsmodulen (for konstruksjonsstål benyttes er  $E = 210000\text{N/mm}^2$ ).
- Bruddforlengelse  $\delta$ : Materialets evne til å deformere seg plastisk betegnes som materialets **duktilitet**. Bruddforlengelsen (duktilitet) er et mål for hvor store plastiske deformasjoner materialet utsettes for før brudd. Material med lite evne til plastiske deformasjoner kalles for sprøtt material, mens materialer med stor evne til plastiske deformasjoner kalles for seige materialer. Duktilitet (bruddforlengelsen) er en størrelse som gir grunnlag for vurdering av materialets evne til energiabsorpsjon. Teorien i materialmekanikk lærer oss at materialets egenskaper kan påvirkes av strukturelle feil, porer, sprekker... som kan gi store lokale spenningsøkninger, med brudd som følge. Duktile materialer har evnen til å utjevne disse lokale konsentrerte spenningene (for eksempel ved sprekker) uten å få skadelig virkning. Materialer med lite evne til plastiske deformasjoner kalles for sprøe materialer, dvs. materialer oppfører seg elastisk under kraftpåkjenninger. Dette er tilfelle for materialer med høy fasthet som for eksempel høyfast stål. Materialets kapasitet for energiabsorpsjon avhengig av bruddforlengelsen (absorbent energi er arealet under spennings-tøyingskurven), vi kan si at sprøe materialer har liten evne til energiabsorpsjon (som ikke er noe gunstig i jordskjelvsammenheng). I motsetning til duktile materialer som flyter for omtrent samme spenning i trykk som i strekk, oppfører sprø materialer seg annerledes for samme trykk og strekkspenning.

Øvrige materialeegenskaper som bør nevnes er stålets lengdeutvidelseskoeffisient,  $\alpha$  og skjærmodul,  $G$ . Beregnet skjærmodul for elastisk område kan settes lik,  $G=80000\text{N/mm}^2$ . Lengdeutvidelseskoeffisienten brukes for å beregne temperaturbevegelser i stålkonstruksjoner eller tvangskrefter pga forhindret lengdeutvidelse. For alle typer konstruksjonsstål settes lik,  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$  per  $^{\circ}\text{C}$ .

Som nevnt over er  $f_y$  og  $f_u$  de viktigste materialparametrene for kapasitetsberegning av stålkonstruksjoner. Larsen 2004 (referanse [9]), påpeker at strekkfastheten  $f_u$  varierer sterkt fra et stålverk til et annet. Det medfører at stålverdiene for  $f_y$  sjelden underskrides, derimot har det vist seg at stål leveres med opp til 150% høyere flyttespenning enn bestilt. Konsekvensen av det kan være at vi får stivere konstruksjoner som ikke er noe gunstig mht. jordskjelvdimensjonering.

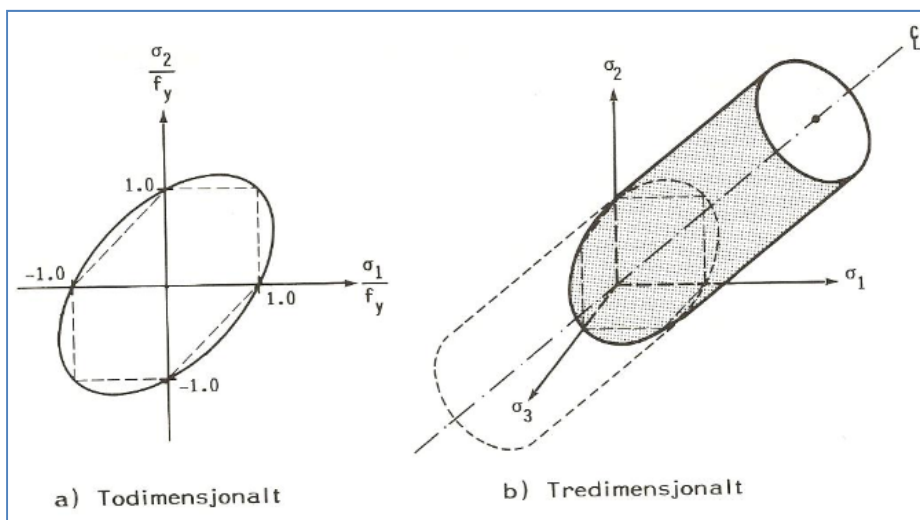
## 7.2.4 Elastisk kapasitetskriterium

I dette avsnittet skal vi betrakte spenninger som forårsakes av snittkrefter som aksialkraft, skjærkraft og moment. Her skal vi vise grunnleggende beregningsteori for elastisk dimensjonering av ståltverrsnitt. Teorien er stort sett basert på lærebøker som henvises til underveis i dokumentet.

I delkapittel 7.2.2, viste vi hvordan en kan bestemme materialfastheten (spenning/tøyning) ved prøving. Vanlige bjelke- og søyletverrsnitt blir utsatt for snittkrefter som virker i forskjellige retninger. For flerdimensjonal spenningstilstand er det nødvendig å ha kriterier som beskriver hvilken kombinasjon av overnevnte spenninger (for eksempel normal- og skjærspenninger) som gir flytning. For flerdimensjonal spenningstilstand benyttes det ulike flyte og bruddkriterier, som uttrykkes ved materialfastheten. De mest kjente kriteriene for flytning er Tresca- og von Mises-kriterium. Begge overnevnte kriteriene for flytning er detaljert beskrevet i mange lærebøker. Vi skal kort se på von Mises kriterium som vanligvis benyttes for praktisk dimensjonering av stålkonstruksjoner.

von Mises flytekriteriet er oppkalt etter Richard von Mises [1883-1953], og lyder slik, "Flytning inntreer i en partikkel idet jevnføringsspenningen  $\sigma_j$  blir lik flytespenningen ( $f_y$ ) bestemt ved enakset spenningsforsøk", Irgens 2006, kap.14.3 (referanse [12]).

von Mises flytekriteriet beskrives av en ellipse for plan spenningstilstand, og en sylinder med sirkulær tverrsnitt for en romelig spenningstilstand (se figur 7.21).



Figur 7.21 von Mises flytekriterium for 2- og 3-dimensjonal spenningstilstander. Punktene merket med 1 og -1 representerer strekk og trykkspenning. Stiplet sekant er flytekurven for Tresca-kriteriet, (Larsen, 2004).

Ved dimensjonering av stålkonstruksjoner benyttes ofte begrepet jevnføringsspenning  $\sigma_j$ , dvs. flytebetingelsene kan uttrykkes ved

$$\sigma_j = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2} \quad \text{to-dimensjonal} \quad 7.29a$$

$$\sigma_j = 1/2\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad \text{tre-dimensjonal} \quad 7.29b$$

hvor  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  og  $\sigma_3$  er hovedspenningene som beregnes fra koordinatspanningene ([12], kap.13). For to-dimensjonal plan spenningstilstander er hovedspenningen  $\sigma_3 = 0$ .

## 7.2.5 Elastisk tverrsnittskapasitet

Metalliske materialer er både homogene og isotropt elastiske. Homogent elastiske materialer er bestående av partikler som har samme elastiske egenskaper. Materialet er isotropt elastisk dersom de elastiske egenskapene er like i alle retninger i en og samme partikkel. *"Et material oppfører seg elastisk dersom tøyningen som oppstår på grunn av spenninger, forsvinner med spenningene... Dersom spenningen og tøyningen er lineær, er materialet lineært elastisk"*, Irgens 2007, kap.16.1.

Tverrsnittets kapasitet i hht elastisitetsteori bestemmes ved initial flytning i det mest påkjente punktet i tverrsnittet. For praktiske dimensjonerer av stålkonstruksjoner er von Mises kriterium vanligvis benyttet. Von Mises kriteriet (se kapittel 7.2.2) beskriver hvilken kombinasjon av normal- eller skjærspenning som gir flytning i materialet, dvs. karakteriserer materialets egenskaper i en flerdimensjonal spenningstilstand. For todimensjonal spenningstilstand med spenningskomponenter  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  og  $\sigma_{xy}$ , skal spenningstilstanden tilfredsstillende flytebetingelsene som er gitt av følgende ligning:

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_m} \quad 7.30a$$

Hvor  $f_d = f_y/\gamma_m$  er dimensjonerende flytespenning og  $\gamma_m$  er materialfaktor (ligningen 7.29a gir flytebetingelsene ved hovedspenninger). For tredimensjonal tilstand kan ligningen over omskrives som:

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_x \sigma_z) + 3 \cdot (\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} \leq f_d \quad 7.30b$$

(ligningen 7.29b gir flytebetingelsene ved hovedspenninger).

Ut i fra ligning 7.30a og 7.30b, ser vi at ved elastisk tverrsnittskontroll, må først opptredende snittkrefter som gir de aktuelle spenningskomponentene beregnes, og deretter kontrolleres det om flytebetingelsene basert på von Mises kriteriet er tilfredstilt. Denne dimensjoneringsmetoden er konservativ i mange tilfeller der tverrsnitt utsettes for lokale konsentrerte spenninger som følge av konsentrerte laster eller tverrsnittsendringer. I følge Larsen 2004, er det vanlig at man tillater at  $f_d$  overskrides med opp til 10%, men da må konstruktøren forvise seg at slike overskridelser ikke har betydning for konstruksjonens pålitelighet.

### 7.2.5.1 Bøyning

Beregning av bøyespenningene etter den elementære bjelketeorien er basert på følgende forutsetninger:

- materialet er homogent, isotropt og følger Hooke's lov.



- Plane elementverrsnitt forblir plane ved bøyning (Bernoullis hypotese).
- Normalspenninger på flater parallelle med elementaksene ( $\sigma_y$  og  $\sigma_z$ ) er neglisjerbare i forhold til  $\sigma_x$ .
- Tverrsnittsformen blir uendret under deformasjonen (avstivning om nødvendig).

Figur 7.22a viser en rett bjelke i udeformert og deformert tilstand. Hvis bjelken har lengde  $dx$ , og blir utsatt for ytre påkjenninger vil i følge deformasjonshypotesen bjelken deformeres som vist i figur 7.22b. Fiberparallelle med bjelkeaksen i avstand  $y+a$  fra  $dx$ , vil endre lengde fra  $dx$  til  $(1+\epsilon)dx$ . Tøyningen  $\epsilon$  er konstant (uendret) i nøytralaksen (n.f. i figur 7.22), men øker/avtar i bjelkeelementets ytterste fiber. Fra figur 7.22 ser vi at punkt P er krumningssenteret, og R er krumningsradiusen til nøytralflaten n.f. Vinkelen  $d\phi$  kan utledes fra relasjonen vist i figur:

$$d\phi := \frac{dx}{R} = \frac{(1 + \epsilon)dx}{R + a + y} \quad 7.31a$$

$y$  er avstanden fra  $zx$ -planet til den avstanden hvor tøyningene beregnes, og  $a$  er avstanden fra nøytralaksen til bjelkeaksen. Tøyningen kan utledes fra relasjonen vist i ligning 7.31a (se forrige avsnitt), og kan skrives som:

$$\epsilon := \frac{1}{R} \cdot (a + y) \quad 7.31b$$

For elastiske materialer kan normalspenningen over bjelketverrsnittet bestemmes fra spennings-tøyningsrelasjonen:

$$\sigma := E \cdot \epsilon \quad \text{eller} \quad \sigma := \frac{E}{R} \cdot (a + y) \quad 7.31c$$

Det resulterende spenningsfordelingen  $\sigma$  er representert av at bøyemomentet  $M$  forårsaker en kraft på et flateareal  $dA$  som er lik  $\sigma \cdot dA$ . Ut i fra figur 7.22 ser vi at moment om  $z$ -aksen gir en kraft som er lik  $\sigma \cdot dA \cdot y$ . Ut i fra disse forutsetningene kan moment  $M$  og aksiallast  $N$  ( $N$  er lik null i dette tilfellet) skrives som:

$$\int_A (\sigma \cdot y) dA = N = 0 \quad \int_A (\sigma \cdot y) dA = M \quad 7.31d$$

For bjelker belastet av reint bøyemoment, går nøytralaksen (som også kalles for nullinjen for spenning) gjennom tverrsnittets arealsenter. Setter in for  $\sigma$  som er gitt av ligning 7.31c,  $a=0$  og får:

$$M = \frac{E}{R} \cdot \int_A y^2 dA \quad 7.31e$$

Vi kan nå innføre tverrsnittskonstanten  $I_y$  som kalles annet arealmoment eller treghetsmomentet ( $I = \int_A y^2 dA$ ). For vanlig tverrsnitt og standard stålprofiler kan treghetsmomentet avleses fra

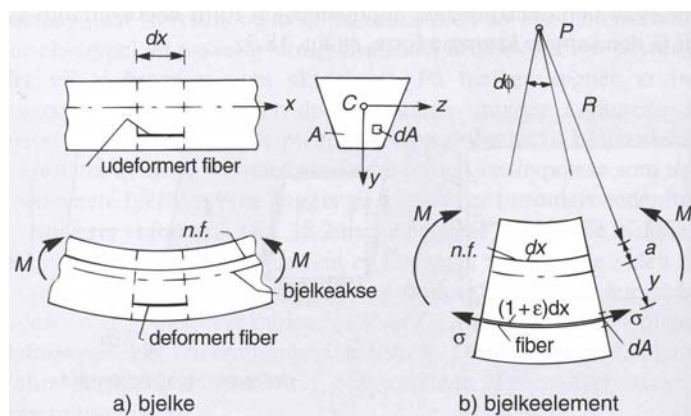
håndbøker. Ligningen over kan omskrives til den kjente ligningen som danner grunnlaget for beregning av bøyedefomasjon:

$$\frac{1}{R} = \frac{M}{EI} \quad 7.31f$$

Ligningen over viser at krumningen  $1/R$  er proporsjonell med bøyemoment og bjelkens stivhet  $EI$ . Setter ligning 7.31f inn i ligning 7.31c, ( $a=0$ ) og får:

$$\sigma := \frac{M}{I} \cdot y \quad 7.32$$

Ligning 7.32 gir normalspenning på et bjelketverrsnitt påkjent av bøyemoment som videre kan

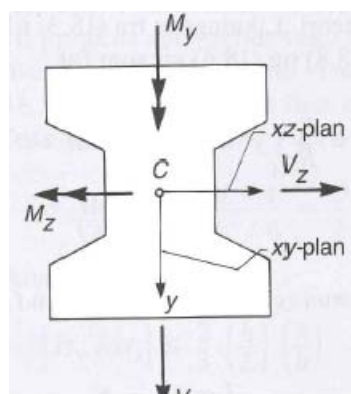


kontrolleres mot tillatte stålspenninger ved elastisk dimensjonering av tverrsnitt utsatt for bøyemoment.

Figur 7.22 Deformasjon av rett bjelke; a) bjelke i deformert og udeformert tilstand, b) bjelkeelement med lengde  $dx$ , som deformeres i forhold til Bernoullis hypotese, (Irgens, 2006).

### 7.2.5.2 Tverrsnitt med kombinerte snittkrefter

For tverrsnitt som oppfører seg lineære elastiske, (så lenge materialet ikke flyter) kan virkningen av aksiallast og bøyemoment superponeres. For et lineær elastisk tverrsnitt belastet av aksiallast og



moment om en akse kan normalspenningen over tverrsnittet skrives etter Naviers formel

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y \quad 7.33$$

$I$  er tverrsnittskonstant (treghetsmoment)

Figur 7.23 Tverrsnitt med biaksialmoment, (Irgens, 2006).

For tverrsnitt som er belastet av aksiallast og bøyemoment om to akser (se figur 7.23), der x- og z-aksen er tverrsnittets hovedakser, kan normalspenningen over tverrsnittet beregnes ved

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_z}{I_z} \cdot y + \frac{M_y}{I_y} \cdot z \quad 7.34$$

Dersom koordinataksene ikke faller sammen med hovedaksene bestemmes normalspenningen av følgende uttrykk

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{z \cdot I_z - y \cdot I_{yz}}{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2} \cdot M_y + \frac{y \cdot I_y - z \cdot I_{yz}}{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2} \cdot M_z \quad 7.35$$

Hvor  $I_z$ ,  $I_y$  og  $I_{yz}$  er tverrsnittskonstanter og er gitt ved

$$I_y = \int_A z^2 dA \quad I_z = \int_A y^2 dA \quad I_{yz} = \int_A yz dA \quad 7.36$$

### 7.2.5.3 Skjærkraft

Skjærspenningen på et tverrsnitt kan opptre både på grunn av bøyemoment og torsjon. For et tverrsnitt påkjent av en varierende bøyningsspenning langs en stav ( $V=dM/dx \neq 0$ ), er skjærspenningen nødvendig for å kunne opprettholde likevekt. For et tverrsnitt der x- og y-akser er stavens hovedakser, er skjærspenningen gitt ved:

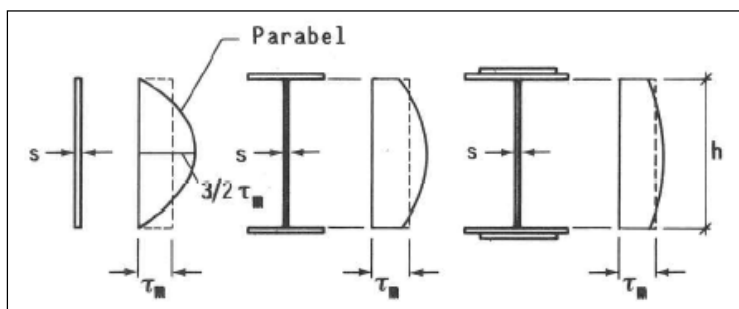
$$\tau = \frac{S_z \cdot V_y}{I_z \cdot t} + \frac{S_y \cdot V_z}{I_y \cdot t} \quad 7.37$$

hvor t er tverrsnittets tykkelse i det betraktete snittet,  $S_y$  og  $S_z$  er tverrsnittets 1. arealmoment (statiske moment) om henholdsvis y- og z-aksen.

Dersom koordinataksene ikke faller sammen med hovedaksene kan ligningen 7.37 skrives som:

$$\tau = \frac{S_z \cdot I_y - S_y \cdot I_{yz}}{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2} \cdot \frac{V_y}{t} + \frac{S_y \cdot I_z - S_z \cdot I_{yz}}{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2} \cdot \frac{V_z}{t} \quad 7.38$$

Ligningene 7.37 og 7.38 er gyldig dersom staver har konstant tverrsnitt langs x-aksen, og dersom staver ikke er belastet av last  $p_x=dN/dx=0$ . Larsen 2004, [9], påpeker at det er hensiktsmessig å benytte en tilnærmet jevn skjærspenningsfordeling over deler av tverrsnittet som er orientert i samme retning som skjærkraften (se figur 7.24). I figur 7.24 er det vist et eksempel på eksakt og tilnærmet fordeling av skjærspenningen på et I-profil. Figuren viser en tilnærmet skjærspenningen



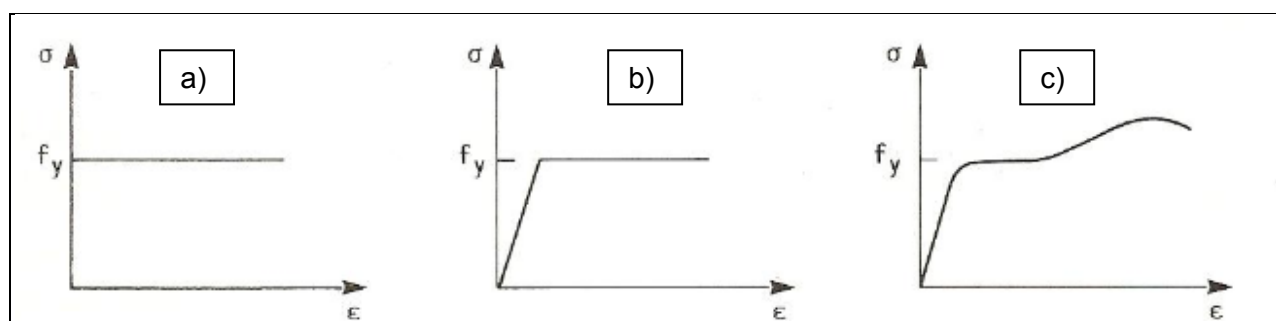
$t_m=V/A_s$ , hvor  $A_s$  er profilets stegareal (ofte settes lik profilets høyde). Den maksimale skjærspenningen er tilnærmet  $3/2t_m$ .

Figur 7.24 Eksakt og tilnærmet fordeling av skjærspenning over tverrsnittets stegareal, [9].

## 7.2.6 Plastisk analyse

Dimensjonering basert på plastisitetsteori søker den lasten som gir plastisk brudd i konstruksjonen, dvs. den lasten som fører til at konstruksjonen utvikler en bruddmekanisme, også kalt for en kinematisk mulig forskyvning. Materialets duktilitet og seighet er en viktig faktor i den sammenheng, dvs. materialet må ha tilstrekkelig deformasjonskapasitet for å unngå store plastiske rotasjoner eller materialbrudd i det snittet som blir plastifisert. Omfordelingen av de indre kreftene på grunn av plastifisering i konstruksjonen ivaretas ved plastisk analyse.

Plastisk analyse av konstruksjoner er basert på materialmodeller som kan være stiv-plastisk, elastisk-perfekt plastisk eller generelt elastisk-plastisk (se figur 7.25). Plastisk beregning etter øvre og nedre grenseteorem utføres med utgangspunkt i stiv-plastisk materialoppførsel. Figur 7.25a viser at for stiv-plastisk materialoppførsel, neglisjeres konstruksjonens elastiske deformasjoner frem til dannelsen av plastisk ledd. Ved stiv-plastisk materialoppførsel er alle plastiske deformasjoner konsentrert til punkter og linjer. Ved elastisk-perfekt plastisk analyse, presenterer materialmodellen overgangen fra elastisk til plastisk materialoppførsel med en skarp knekk i kurven (se figur 7.25b). Denne modellen presenterer en forenklet overgang fra elastisk til plastisk materialoppførsel, hvor den elastiske deformasjonen frem til dannelsen av flyteleddet blir ivaretatt. Den virkelige materialoppførselen ved plastisk analyse representeres ved generell elastisk-plastisk materialmodell som vist i figur 7.25c. Figuren viser at materialet ikke bryter sammen før bruddspenningen nås i under- eller overkant bjelke, dvs. ved et reelt materiale har tverrsnittet større momentkapasitet enn plastisk momentkapasitet  $M_p$  (se for øvrig Irgens 2006, kap.18.14).



Figur 7.25 Spennings- tøyningsdiagrammer (materialmodell) for plastisk analyse; a) Stiv-plastisk, b) Elastisk-perfekt plastisk og c) Generelt elastisk-plastisk, [9].

Konstruksjoner som beregnes etter plastisitetsteori skal tilfredstille følgende krav, (Larsen 2004, kap.4.3):

- Likevekt mellom indre og ytre krefter
- Den plastiske kapasitet må ikke overskrides noen steder (static admissibility)
- Konstruksjonen må være i stand til å danne en kinematisk mekanisme (kinematic admissibility)

Bruddlasten som gir plastisk kapasitet kan bestemmes ved hjelp av to teoremer, øvre grenseteorem (eller det kinematiske teorem) og nedre grenseteorem (eller den statiske teorem). Overnevnte teoremer beskrives slik, (Larsen 2004, kap.4.3):

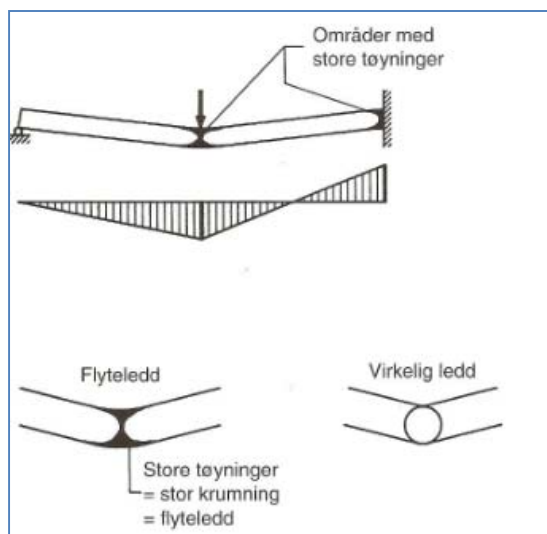
Øvre grenseteorem: ” En valgt (antatt) kinematisk mulig mekanisme vil ved en arbeidsbetraktning, hvor det ytre arbeid settes lik det indre arbeid, gi en kapasitet som er større eller lik den korrekte verdi.”

Nedre grenseteorem: ” Dersom en valgt (antatt) fordeling av spenningene innen en konstruksjon tilfredstiller likevekt mellom indre og ytre krefter og ikke noe sted overskrider den plastiske kapasiteten, vil den resulterende beregnede bruddlasten være lik eller mindre enn den virkelige bruddlast.

Både øvre og nedre grenseteorem er viktige ved dimensjonering av konstruksjoner basert på plastisitetsteori. Øvre grenseteorem benyttes for å bestemme bruddlasten for konstruksjonsdeler eller rammer. Konstruksjoner kan imidlertid ha flere bruddmekanismer. Dersom en ikke kan se hvilken mekanisme som gir riktig bruddlast, må alle bruddmekanismene undersøkes. Den riktige bruddmekanismen er den som gir lavest bruddlast. Nedre grenseteorem benyttes ofte for å bestemme kapasiteten av tverrsnitt og konstruksjonsdetaljer.

#### 7.2.6.1 Plastisk dimensjonering av staver - flyteledd

For en bjelke belastet med en økende ytre last, gjelder den elastiske momentfordelingen inntil det første flyteleddet er dannet. Flyteledd er den plastiske sonen i tverrsnittet hvor de plastiske tøyningene er større enn de elastiske tøyningene, dvs. den sonen i bjelken som overfører en konstant plastisk moment  $M_p$ . Denne sonen i bjelken (der det dannes flyteledd) får store lokale krumninger og fungerer som vanlig ledd (se figur 7.26). Her bør det nevnes at flyteledd overfører plastisitetmoment  $M_p$ , mens et virkelig ledd ikke er lastoverførende (momentet er lik null ved vanlig ledd).

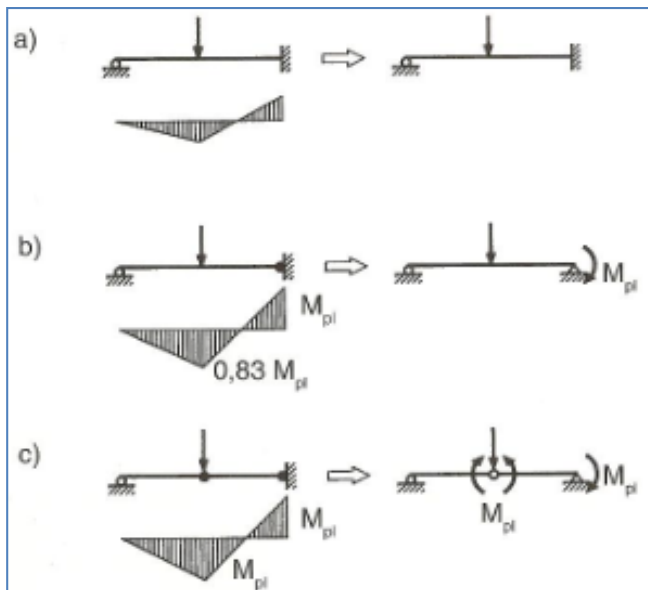


Flyteleddmetoden forutsetter at konstruksjonen bryter sammen i det tre ledd dannes i samme linje (en bruddmekanisme). For en statisk ubestemt bjelke (ensidig innspent) som vist i figur 7.26, vil ledd dannes ved opplegg og midt i bjelken.

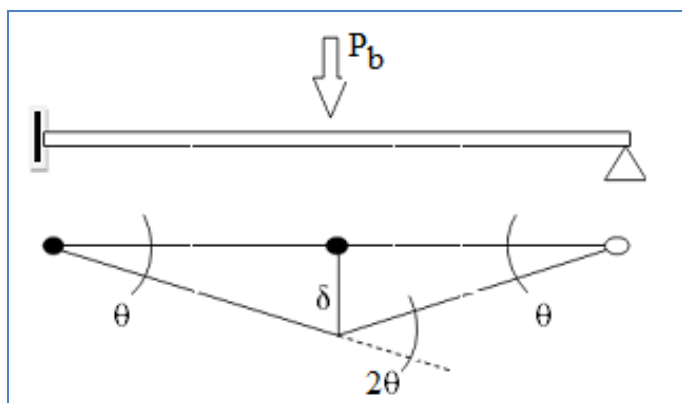
Figur 7.26 Plastisk sone og flyteledd for ensidig innspent bjelke med punktlast i midten, (Stål Håndbok, 2010).

For en ensidig innspent bjelke (statisk ubestemt av grad 1), som belastes med en økende punktlast i midten vil den statiske virkemåten endres som vist i figur 7.27. For små belastninger som vist på delfigur a, vil bjelken oppføre seg lineært elastisk. I dette tilfellet er elastisitetsteoriens momentfordeling gjeldende, hvor bjelken fungerer på vanlig måte. Bjelkens momentkapasitet er gitt ved elastisk motstandsmoment,  $W_e$ .

Figur 7.27 Dannelsen av flyteledd som fører til forandring i momentfordeling, (Stål Håndbok, 2010).



Øker vi lasten utover flytelasten, vil flytning inntre og første flyteledd danes (se delfigur 7.27b). Fra figur 7.27 ser vi at innspenningsmomentet har nådd sin maksimale verdi  $M_p$ , mens bjelken for øvrig er elastisk, med to ledd på samme linje (et virkelig- og et flyteledd). Øker vi lasten videre vil feltmomentet i bjelken vokse videre til det når maks verdien  $M_p$ , mens støttemomentet (innspenningsmoment) forblir uendret. Bjelkens momentdiagram ser ut som vist i delfigur 7.27c. I det bøyemomentet under punktlasten når sin maksimale verdi  $M_p$ , vil bjelken oppføre seg som en bruddmekanisme med tre ledd (et virkelig- og to flyteledd) på samme linje. Bjelkens plastiske momentkapasitet kan nå beregnes ved hjelp av arbeidsbetraktning (indre og ytre arbeid) for en bruddmekanisme, dvs. konstruksjonen bryter sammen idet det dannes tre ledd som ligger på samme linje.



Bjelkens maksimale kapasitet basert på arbeidsbetraktning kan illustreres med et kort eksempel.

**Eksempel 7.2.1:** For bjelke vist i figur 7.28 ønsker vi å finne den maksimale lasten som fører til brudd (bruddlasten).

Figur 7.28 Statisk ubestemt bjelke med punktlast i midten og tilhørende bruddfigur.

Etter at riktig bruddfigur er tegnet, beregnes kapasiteten ved en arbeidsbetraktning, hvor ytre arbeid er lik belastningen påført konstruksjonen og indre arbeid er lik indre motstand. (Her bør det merkes at vinklene  $\theta$  er små slik at  $\tan(\theta) \approx \theta$ ).

$$\text{Ytre arbeid} \quad W_y = \int_L \cdot W_y \, dx = P_b \cdot \delta = P_b \cdot \frac{L}{2} \cdot \theta$$

$$\text{Indre arbeid} \quad W_i = M_p \cdot \theta + M_p \cdot 2\theta = 3M_p \cdot \theta$$

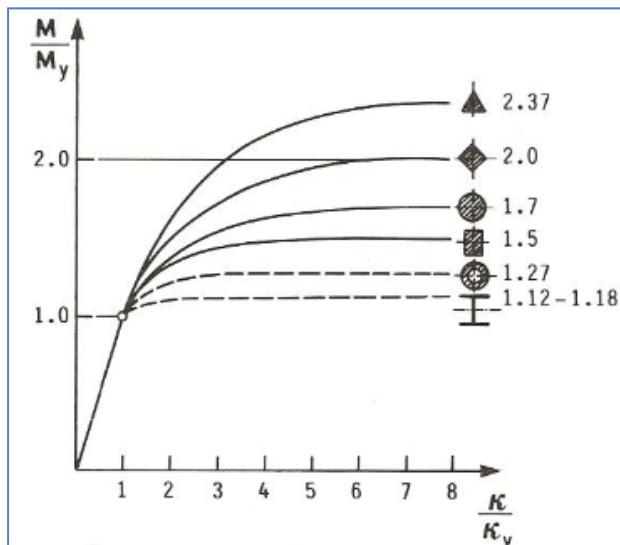
Her ser vi at forskyvningen i avstand  $x=L/2$  er  $\delta = \theta \cdot L/2$ . Bjelkens bruddlast bestemmes ved å sette indre arbeid lik ytre arbeid

$$\text{Bruddlast:} \quad P_b \cdot \frac{L}{2} \cdot \theta = 3M_p \cdot \theta \quad P_b = \frac{6M_p}{L}$$

Flyteleddmetoden gjelder under forutsetninger at materialet er seigt, lokale knekkinger er forhindret og det er ingen lokale svekkelser av tverrsnittet i flyteleddet. Momentfordeling basert på flyteleddteorien er gjeldende bare når det i sluttstadiet dannes en plastisk mekanisme. I eksempel vist over er da bjelkens bæreevnekapasitet tilsvarende  $P_b$ . Plastisk momentkapasitet  $M_p$ , bestemmes på grunnlag av tverrsnittets plastiske momentkapasitet som vist i etterfølgende kapitel.

### 7.2.6.2 Plastisk tverrsnittskapasitet

Tverrsnitt som dimensjoneres etter elastisitetsteorien, har som regel en betydelig kapasitetsreserve. Av og til er det ønskelig å utnytte tverrsnittets kapasitet maksimalt dvs. ved å utføre plastiske kapasitetsberegninger.



#### Dimensjoneringsforutsetningene

Vanligvis blir forholdet mellom plastisk momentkapasitet  $M_p$  og elastisk momentkapasitet  $M_y$  betegnet med en formfaktor  $\alpha$ . Formfaktoren  $\alpha$  ( $\alpha=M_p/M_y$ ) varierer i forhold til profilets reservekapasitet etter at første flyt inntreer. I figur 7.29 ser vi at tynnveggede-, åpne- og hullprofiler har forholdsvis lite reservekapasitet i forhold til massive profiler.

Figur 7.29 Formfaktor for vanlige tverrsnitt, (Larsen, 2004).

Ved plastiske kapasitetsberegninger basert på flyteleddsmetoden vist i delkapitel 7.2.4.1 søker man den lasten som gir sammenbrudd i konstruksjonen uten å bestemme konstruksjonens deformasjoner. Figur 7.29 viser at tverrsnittets krumningsforhold ( $\kappa/\kappa_y$ ) øker med økt formfaktor  $\alpha$ , dvs. at tverrsnitt med høy formfaktor krever større krumning (forskyvninger) for å oppnå plastisk moment  $M_p$ . Det innebærer at plastiske beregningsmetoder er basert på forutsetning at staver (bjelker) skal ha tilstrekkelig rotasjonskapasitet for at tverrsnittet skal plastifiseres (lik spenningsfordeling  $f_{yd}$  over hele tverrsnittet). I følge Larsen, 2004, skal lokal instabilitet i tverrsnittet



ikke inntre før den plastiske kapasiteten er oppnådd. Tverrsnittets lokale oppførsel under trykkpåkjenninger påvirker tverrsnittets kapasitet og brudd kan forhindres ved innføring av slankhetskrav for tverrsnitt (se kapittel 7.2.4.6).

### 7.2.6.3 Aksiallast

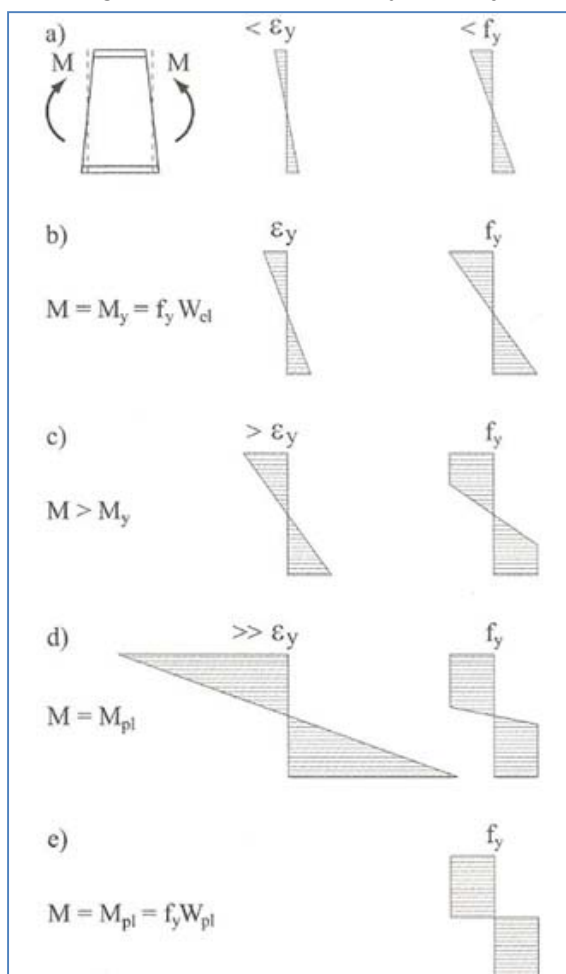
For tverrsnitt påkjent av ren aksiallast, vil den maksimale plastiske kapasiteten oppnås idet hele tverrsnittet blir fullt plastifisert (spenningen over hele tverrsnittsarealet blir lik flytespenningen eller dimensjonerende flytespenning). Tverrsnittskapasiteten er gitt av følgende uttrykk

$$N_p = N_y = f_d \cdot A \quad 7.39$$

For trykkpåkjennte staver påvirkes kapasiteten av faktorer som lokal knekking, stavknekkning og vipping. Disse slankhetskravene må tas vare på ved dimensjonering av trykkpåkjennte staver.

### 7.2.6.4 Bøyning

Overgangen fra elastisk til full plastisk oppførsel ved gradvis økende påkjenninger skjer som vist i figur 7.30. Etter elastisitetsteorien er momentkapasiteten definert ved at spenningen i tverrsnittets ytterste fiber når flytespenningen, dvs. at spenningen er proporsjonal med tøyningen (Hooke's lov, se delfigur 7.30a/b). Dersom ytre påkjenninger økes ytterligere, vil større deler av tverrsnittet få en



spenning som er lik flytespenning  $f_y$ . Normalspenningen i avstand  $y$  fra nøytralaksen øker proporsjonalt med tøyningen inntil flytespenning  $f_y$  er nådd (se delfigur c). Det medfører at spenningen i den plastifiserte sonen forblir uendret lik flytespenningen  $f_y$ , mens tøyningen overskrider flytetøyningen  $\epsilon_y$ , dvs. tverrsnittets krumning  $\kappa$  blir større. Vi kan øke de ytre påkjenninger (moment) ytterligere, inntil spenningsfordelingen i tverrsnittet går fra triangel til rektangulær form, dvs. flytespenningen  $f_y$  brer seg over hele tverrsnittet, se delfigur e. Ved full plastifisering deles tverrsnittets areal i to like store arealer, en for trykksonen  $A^+$  og en for strekksonen  $A^-$ . Moment om nøytralaksen gir tverrsnittets plastisk moment  $M_p$ , som er summen av tverrsnittets 1. arealmomenter  $S^+$  og  $S^-$  om nøytralaksen.

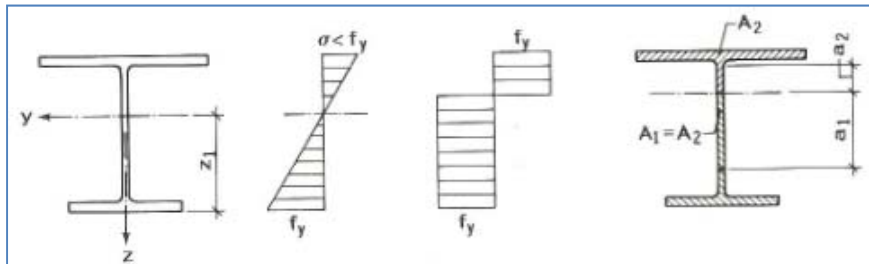
Figur 7.30 Spenningsfordeling i et tverrsnitt ved gradvis økende moment, (Stål Håndbok, 2010).

Den plastiske momentkapasiteten bestemt ved likevektstilstanden kan generelt skrives som:

$$M_p = \int_A \sigma \cdot z \, dA = f_d \cdot W_p = f_d \cdot 2S_y \quad 7.40$$

Hvor  $W_p$  er den plastiske tverrsnittsmodulen ( $W_p = \sum S_i$ ), og  $f_d$  er den dimensjonerende flytespenningen.

For enkelt symmetrisk-tverrsnitt faller den elastiske nøytralaksen sammen med tyngdepunktaksen. For ikke symmetriske tverrsnitt flytter tverrsnittets elastiske nøytralakse fra tyngdepunktet som vist på figur 7.31.



Figur 7.31 Elastisk og plastisk spenningsfordeling over et vilkårlig tverrsnitt, (Larsen, 2004).

Plastiske momentkapasiteten for ikke symmetriske tverrsnitt kan skrives som:

$$M_p = f_d \cdot \frac{A}{2} \cdot (a_1 + a_2) \quad \text{hvor} \quad W_p = f_d \cdot \frac{A}{2} \cdot (a_1 + a_2) \quad 7.41$$

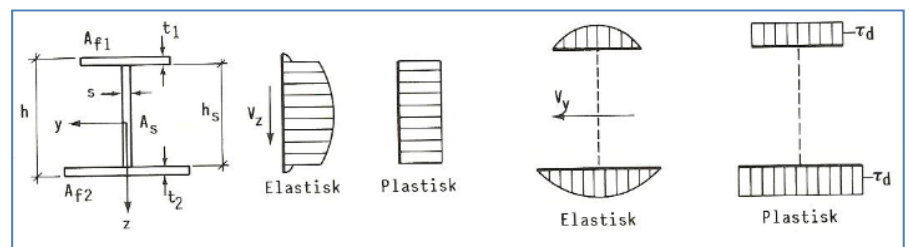
### 7.2.6.5 Skjærkraft

For vanlige rektangulære tverrsnitt som belastes med en økende ytre kraft, vil spenningsfordelingen gå gradvis fra parabolisk til rektangulær skjærspenningsfordeling (fra elastisk- til plastisk fordeling). Tverrsnittets skjærkraftkapasitet er:

$$V_p = \tau_d \cdot A_s = \frac{f_d}{\sqrt{3}} \cdot A_s \quad 7.42$$

hvor  $A_s$  ( $b \cdot h$ ) er tverrsnittsarealet som opptar skjærkraften, og  $\tau_d$  er skjærspenningen som er lik  $f_d/\sqrt{3}$ . For en I-bjelke belastet av en skjærkraft parallelt med steget, blir spenningsfordelingen som vist i figur 7.32.

Figur 7.32 Elastisk og plastisk skjærspenningsfordeling for I-tverrsnitt, (Larsen, 2004).



Ved vanlig dimensjonering er bjelker ofte belastet av både moment og aksiallast eller moment og skjærkraft. I slike tilfeller søker vi etter interaksjonsformler som tar hensyn til kombinasjonen av snittkrefter, dvs. at spenninger pga  $M + N$  eller  $M + V$  fordeles over tverrsnittet helt til tverrsnittet er full plastifisert. Kapasiteten her beregnes på grunnlag av nedre grenseteorem. Detaljert plastisk

kapasitetsberegning av tverrsnitt påkjent av M+N eller M+V, er ikke vist i dette dokumentet (se for øvrig Larsen 2004, kap.4.4, Søreide 1985, kap.2.4).

### 7.2.6.6 Tverrsnittsklasser

Stålprofilets tverrsnittsklasse gir grunnlag for valg av analyse og dimensjoneringsmetoder ved beregning av stålprofilets tverrsnittskapasitet. Tverrsnittets lokale oppførsel (effekten av lokal knekking) under trykkpåkjenninger påvirker tverrsnittets kapasitet. La oss tenke at vi har en fritt opplagt I- eller H-bjelke belastet av jevnt fordelt ytre last. Snittkreftene langs bjelkens lengde varierer, dvs. momentet er størst ved midtsnittet og ca. null ved opplagg, mens skjærkraften er størst ved opplagg og null ved midtsnittet. Ved bjelkens midtsone hvor momentet er størst, varierer trykkspenningene i bjelkens øvre halvdel proporsjonelt med momentet, dvs. dersom flensens bredde- tykkelsesforhold er stort kommer flensplaten til å knekke før spenningen har nådd flytegrensen, eller motsatt for flens med lav bredde- tykkelsesforhold. Ved bjelkens midtsnitt kan stegets øvre halvdel, som er belastet av normalspenninger pga moment også knekke. Ved opplagg hvor skjærkraften er stor (moment tilnærmet lik null), kan steget knekke pga skjærkraft.

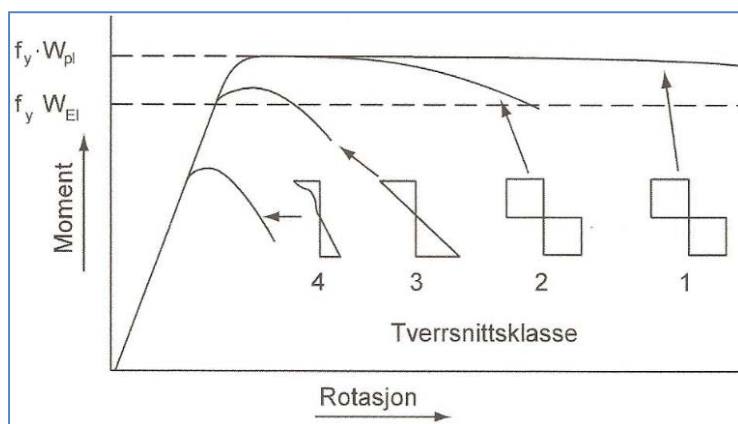
Tverrsnittet klassifiseres på grunnlag av krav til rotasjonskapasitet. Sammenhengen mellom moment og rotasjon for fire forskjellige tverrsnittsklasser er vist i figur 7.33.

Tverrsnittsklasser defineres slik, Stål Håndbok 2010:

Tverrsnittsklasse 1: tverrsnittet opprettholder kapasiteten selv om de plastiske tøyningene blir store.

Tverrsnittsklasse 2: lokal knekking vil inntreffe ved betydelig stukning av en eller flere trykkpåkjennte tverrsnittsdeler.

Tverrsnittsklasse 3: ingen tverrsnittsdeler er så slanke at de knekker før spenningen i ytterste fiber har nådd flytegrensen. Likevel er minst en tverrsnittsdel så slank at den får lokal knekking innen hele tverrsnittet er plastifisert.



Tverrsnittsklasse 4: Minst en tverrsnittsdel er så slank at den knekker innen spenningen i ytterste fiber har nådd flytegrensen.

Figur 7.33 Momentkapasitet som funksjon av tverrsnittsklasse, (Stål Håndbok, 2010).

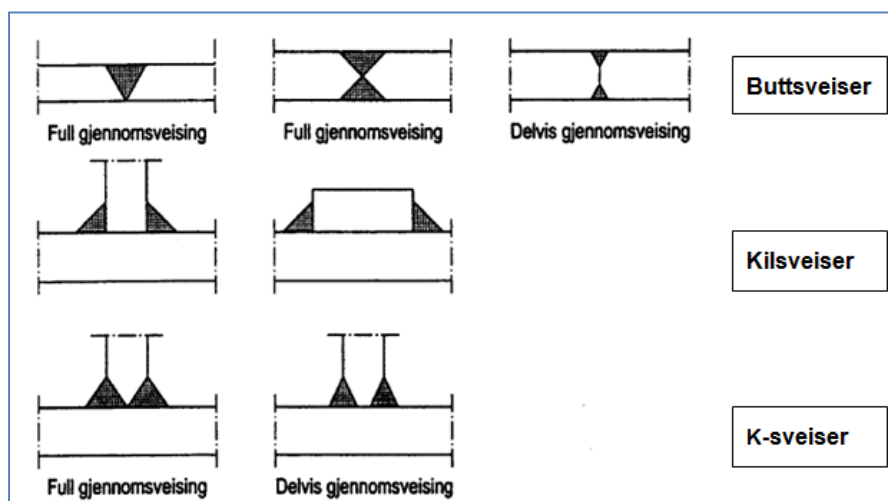
## 7.2.7 Forbindelser

Forbindelser (knutepunkter) er områder der to eller flere konstruksjonselementer er festet til hverandre. Dimensjonering og utforming av knutepunkter skal sikre at basiskomponentene som danner forbindelsen er i stand til å overføre lastvirkningen mellom de innfestede komponentene. Seismiske påkjenninger (sykliske laster) kan føre til svekkelser eller store plastiske deformasjoner/rotasjoner i forbindelser. Svekkelser eller rotasjoner i knutepunkter kan føre til store deformasjoner og ustabile konstruksjoner. Av den grunn foreslår NS-EN 1998-1 at knutepunkter skal dimensjoneres med overstyrke for å sikre at forbindelsene forblir i det elastiske området (momentkapasiteten for søylen er 30 % større enn momentkapasiteten til bjelkene i knutepunktet). For et knutepunkt bestående av flere elementer bør knutepunktets kapasitet bestemmes på grunnlag av de enkelte basiskomponentene dvs. kapasiteten av festemidler og sveiser eller at de elementene som inngår i knutepunktet ikke overskrides. Utforming og valg av forbindelse er avhengig av konstruksjonsmodellen og påkjenningene som forbindelsen skal motstå. Generelt kan forbindelsene deles i:

- Sveiste forbindelser
- Bolteforbindelser (høyfaster skruer dvs. bolter)
- Limte forbindelser

I tillegg til forbindelsene nevnt over finnes det andre typer forbindelsesmidler som ikke er av interesse i vår sammenheng og derfor blir ikke behandlet i denne rapporten.

**Sveiste forbindelser:** Sveising benyttes til å etablere permanente forbindelser mellom metaller. Forbindelsen oppnås ved oppvarming av metaller som inngår i forbindelsen til en passende temperatur slik at fusjon - prosessen initieres. Fordelen med sveis er at man kan oppnå stiv forbindelse som effektivt kan overføre kreftene, men man skal ikke forutsette at sveisene er duktile. Forbindelsens duktilitetsgrad vil være avhengig av kvaliteten på sveisen som kan påvirkes av sveisernes dyktighet og erfaring, sveisemetoden, kvaliteten på elektroden, type sveiseapparat,



forarbeidet, evt. sveisefeil og andre.

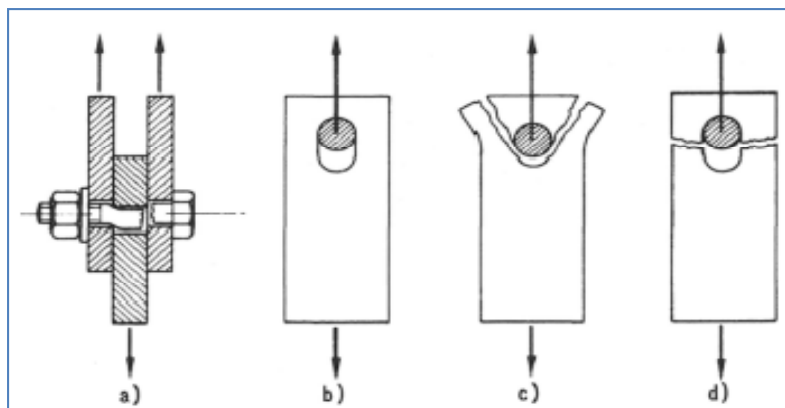
I dag eksisterer flere sveisetyper som vanligvis inndeles i buttsveis, K-sveis og kilsveis. Sveisetyperne er illustrerte i fig. 7.34

Figur 7.34 Mest vanlige type sveis.

I følge NS-EN 1998-1, pkt.6.5.5(2), kan ikke-energiabsorberende forbindelser i energiabsorberende konstruksjonsdeler (ved DCM dimensjonering) som er laget av full gjennomsvising av full buttsveiser, anses å tilfredsstille krav til overstyrke. Buttsveiser er et godt alternativ for momentstive knutepunkter (rammesystemer). Sveiste forbindelser er detaljert beskrevet i Larsen 2004, kap 11.6, [9].

**Bolteforbindelser:** alternativt kan konstruksjonsdelene forbindes sammen ved bruk av bolter. Bruk av bolteforbindelser fører med seg både fordeler og ulemper. I mange tilfeller er snittkreftene (kombinasjon av moment-, skjær- og aksiallast) i forbindelsen store som kreve stort antall bolter. I slike tilfeller vil bolteforbindelsene kreve stor plass i forhold til sveiseforbindelser. Fordelen med bolteforbindelser er at de er godt egnet for montering av konstruksjoner på byggeplassen og lar seg lett skru sammen (enklere å demontere i ettertid ved riving). I tillegg krever bolteforbindelsene mindre inspeksjon enn sveiste forbindelser.

I bolteforbindelser kan brudd inntreffe i bolter eller laskeskjøtt. For avskjæringsforbindelser kan det forventes at brudd inntreffer (se figur 7.35): a) Avskjæring av skrueskaftet; b) Brudd mellom skrueskaft og hullkant; c) Utriving av grunnmaterialet; d) Brudd i grunnmaterialets nettotverrsnitt



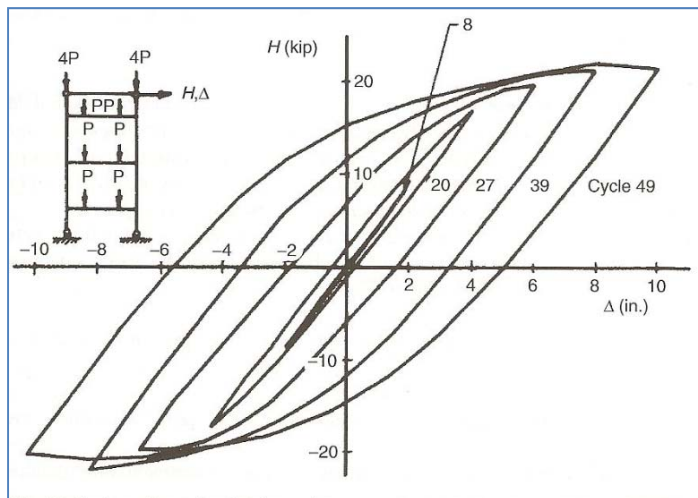
Figur 7.34 Aktuelle bruddformer for laskeskjøtt: a) Avskjæring av skrueskaftet; b) brudd mellom skrueskaft og hullkant; c) utriving av grunnmaterialet; d) brudd i grunnmaterialets nettotverrsnitt, (Larsen 2004).

Bolteforbindelsene kan utføres som friksjonsforbindelser. Disse forbindelsene kan inndeles i forspente avskjæringsforbindelser og friksjonsforbindelser. Forspente avskjæringsforbindelser kan utføres på samme måte som avskjæringsforbindelsene. Her er kapasiteten av forbindelsen avhengig av friksjonen mellom to kontaktflater (er større enn for avskjæringsforbindelser). I friksjonsforbindelser blir kapasiteten oppnådd ved friksjon mellom to kontaktflater. Kontaktflatene presses sammen av forspenningskraft (klemmekraft) slik at tilstrekkelig friksjonskraft oppnås.

Vanligvis er skruetyper av fasthetsklasse 4.6 og høyfaste fasthetsklasse 8.8 og 10.9. De mekaniske egenskapene til alle skruetyper er behandlet separat i NS-EN 1993-1-8, som i tillegg til forbindelsesmidlene også gir regler for knutepunkter (joints).

## 7.2.8 Stålkonstruksjoner utsatt for seismiske laster

I jordskjelvsammenheng er det ønskelig å utforme stålkonstruksjonene slik at de har tilstrekkelig stivhet men samtidig være fleksibilitet mht. energioptak. Som vist i kapittel 8, så kan stålkonstruksjoner dimensjoneres for lav og middels duktilitet (DCL og DCM). Dimensjonering av stålkonstruksjoner for lav duktilitet utføres etter den klassiske elastisitetsteorien. Dimensjoneringen etter DCM (middels duktilitet) krever at konstruksjonens/konstruksjonsdelerens duktile oppførsel



vurderes. Det skal sørges for at deler av konstruksjoner og knutepunkter kan motstå seismiske påvirkninger gjennom uelastisk oppførsel. Typisk ikke-lineær materialoppførsel for stålkonstruksjoner utsatt for sykliske laster er vist i figur 7.34.

Figur 7.34 Ikke-lineær oppførsel for konstruksjonskomponenter utsatt for sykliske laster, [8].

I situasjoner der vi ønsker å dimensjonere konstruksjoner med økt evne til energioptak ved ikke-lineær oppførsel, bør stålkonstruksjoner utformes og dimensjoneres i hht. NS-EN 1998-1, (referanse [1]), som er gjeldende for seismisk dimensjonering i Norge (se kapittel 8). Jordskjelvstandarden gir flere alternative avstivningssystemer som også gir grunnlag for valg av duktilitetsfaktor (konstruksjonsfaktor). Alle bæresystemer består av konstruksjonselementer som er bundet sammen i knutepunkter. Knutepunktene er en viktig faktor for konstruksjonens stabilitet og evnen til å absorbere energi. I det følgende skal vi se på noen typiske søyle-bjelke forbindelser som utviser gode duktile egenskaper med tilstrekkelig plastisk deformasjon og rotasjonskapasitet.

### 7.2.8.1 Søyle-bjelke forbindelser i rammesystemer

Momentstive rammesystemer med riktig utformede knutepunkter er i stand til å absorbere store mengder energi via plastiske tøyninger i energiabsorberende elementer. Under virkningen av seismiske laster vil opptredende momenter i en momentstiv ramme være dominerende og i følge (Bruneau, Uang og Whittaker) 1998, kap.8.21 (referanse [14]), vil virkningen av skjær- og aksialkraft spille noe mindre rolle men det skal tas hensyn til ved dimensjonering. For energiabsorberende rammekonstruksjoner med absorberende soner i bjelker bør i følge NS-EN 1998-1, pkt. 6.6.4(1), skjær- og trykkapasiteten være mindre eller lik 0,50 henholdsvis 0,15 (se kapittel 8.3.2.3). Jordskjelvsstandardens betingelser har sammenheng med at i mange tilfeller kan virkning av statiske laster (varig- og nyttelast) gi betydelig store snittkrefter.

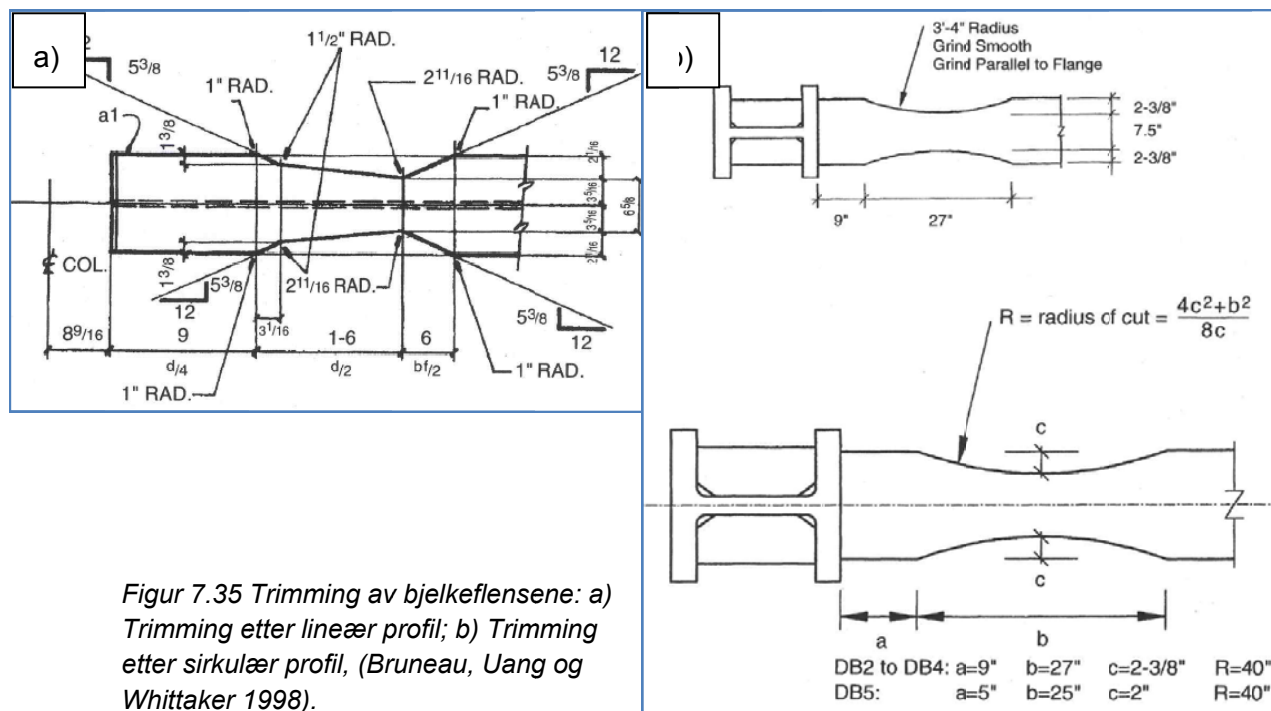


I følge NS-EN 1998-1, skal knutepunktene dimensjoneres med overstyrke dvs. knutepunktene skal være stivt nok slik at flyteleddene (plastiske bruddmekanismer) dannes i bjelkeelementer som forutsatt. Dannelse av plastiske flyteledd i bjelkene er muligens det beste alternativet fordi det alltid er vanskelig å sikre tilstrekkelig kapasitet i knutepunktene. For å unngå problemer knyttet til lav duktilitet og rotasjonskapasitet i selve knutepunktet flytes energiabsorberende soner (plastisk ledd) til bjelkeelementer enten ved å forsterke knutepunktet eller ved å svekke bjelketverrsnittet i området der man ønsker at det plastiske leddet skal danne seg. Under i dette avsnittet skal vi se på et par alternative løsninger som gjør det mulig at flyteleddet flytes i bjelkeelementer. Løsningene som presenteres her (og flere andre løsninger) er også presentert i Bruneau, Uang og Whittaker, 1998, kap.8. Løsningene presenteres ved en kort oppsummering.

### Løsning 1 – flytting av plastisk ledd ved å svekke bjelketverrsnittet

Svekking av bjelketverrsnittet nær knutepunktet er en effektiv måte å flytte det plastiske flyteleddet fra knutepunktets kjerne. Svekking av bjelketverrsnitt kan gjøres på mange måter. Man kan enten borre hull i bjelkeflensene eller trimme bjelkeflensene og på den måten svekke bjelkens momentkapasitet ved å redusere bjelkens motstandsmoment (ved å redusere flensarealet). Viktigst er å redusere flensarealet i bestemte områder hvor man ønsker at flyteleddet dannes.

Ideen om energiabsorberende knutepunkter basert på tverrsnittssvekkelser ved områder der man ønsker at flyteleddet skal danne seg, ble først presentert og testet av Plumier (1990). Metodens effektivitet ble bekreftet av Chen og Yeh (1994).

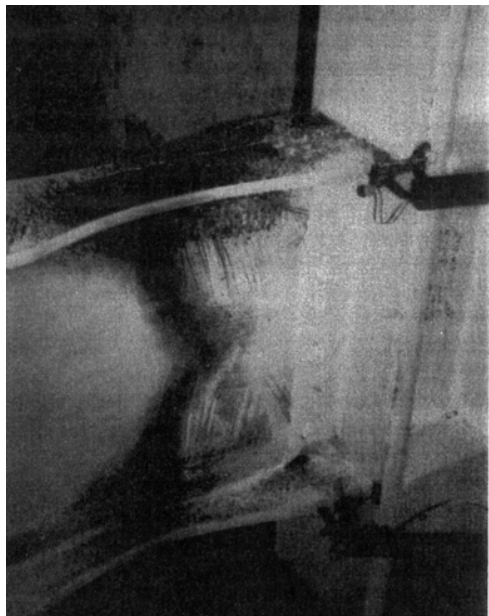


Figur 7.35 Trimming av bjelkeflensene: a) Trimming etter lineær profil; b) Trimming etter sirkulær profil, (Bruneau, Uang og Whittaker 1998).

I figur 7.35 er det vist to alternative løsninger for hvordan bjelkeflensen skal trimmes. Løsningen vist i figur 7.35a baserer på en lineær profil som skal være tilnærmet i relasjon med



momentdiagrammet. Løsningen ble utviklet av Iwankiw og Carter (1996) og Chen m. fl. (1996). Den andre løsningen er utarbeidet av Engelhardt m. fl. (1996) og er vist i fig. 7.35b. Her blir trimming av bjelkeflensene gjort ved å følge en sirkulær profil. Trimming av bjelkeflensene etter de to overnevnte metoder førte til at forbindelsene oppnådde plastiske rotasjoner på over 0,03 radianer. Plastiske rotasjoner på 0,03 radianer er i følge [14], kap.8.5.5 å anses som tilfredsstillende for opptaket av energien via deformasjonen i det plastiske området (Jordskjelvstandarden krever at momentstive forbindelser skal ha rotasjonskapasitet på 0,025 radianer for middels duktilitet (DCM) og 0,035 radianer for høy duktilitet (se kapittel 8.3.2.3)).



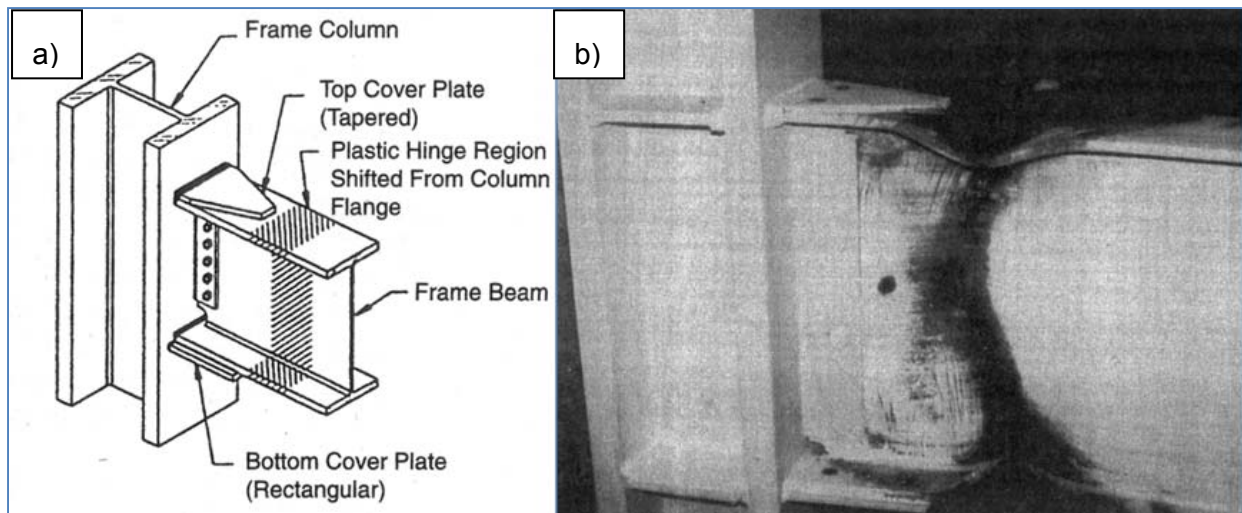
Reduksjon av flensareal medfører at bjelketverrsnittets kapasitet reduseres betraktelig og må tas hensyn til ved dimensjonering. Videre påpeker Bruneau, Uang og Whittaker 1998 at trimming av flensene vil forsinke lokal knekking men fører med seg større fare for stegknekkning. Tverrnittet vil også bli mer utsatt for torsjon og torsjonsknekkning pga. reduserte flensestivheter.

*Figur 7.35 Typisk forbindelsesdetalj med trimmet flens etter at den har blitt utsatt for seismisk (syklisk) belastning. Figuren viser at plastisk flyteledd i bjelken er dannet som forutsat, (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)*

### Løsning 2 – flyting av plastisk ledd ved å forsterke knutepunktet (innfestningen)

Flyteleddet kan effektivt flyttes til bjelken ved å forsterke selve innfestingen i bjelkens ende ved hjelp av to plater (søylen dimensjoneres med overstyrke) som illustrert i figur 7.36. Den ene platen monteres på toppen av bjelkens toppflens og utformes slik at toppplaten vil være bredest ved søyleflensen og vil avta i bredden med avstand fra søyleflensen (se figur 7.36a). Den andre platen monteres på undersiden av bjelkens bunnflens. Bunnplaten skal være rektangulært formet og er noe bredere enn bjelkeflensen (se figur 7.36a). Platedimensjoner skal ikke nødvendigvis være like store som vist på figur 7.36. Dersom bjelkesteget sveises til søyle kan mindre dimensjoner for topp- og bunnplate brukes.

Resultater fra tester (se Bruneau, Uang og Whittaker 1998, tabell 8.2, (tabellen er ikke vist i dette dokumentet)) viser at de fleste av forbindelser med topp- og bunnplate oppnådde plastisk rotasjon som var større eller lik 0,025 radianer, dvs. er tilfredsstillende for DCM dimensjonering etter NS-EN 1998-1.



Figur 7.36 Forbindelse med topp- og bunnplate: a) illustrasjon av typisk forbindelse med topp- og bunnplate; b) typisk forbindelsesdetalj med topp- og bunnplate etter at den har blitt utsatt for seismisk (syklisk) belastning. Figuren viser at plastisk flyteledd i bjelken er dannet som forutsat, (Bruneau, Uang og Whittaker 1998)

Både løsning 1 og 2 er enkelt å utforme og tilfredsstillende rotasjonskravene (på basis av testdata vist i [14]) for DCM etter NS-EN 1998-1, kap.6.6.4(3) og kan dermed anbefales ved dimensjonering av energiabsorberende konstruksjoner hvor sideveisavstivningen består av momentstive rammer. Flere alternative løsninger som også er aktuelle for bygninger i Norge er vist i Bruneau, Uang og Whittaker, 1998, kap.8, [14]. Felles for alle løsninger er at plastisk flyteledd flyttes til bjelke.

### 7.2.8.2 Forbindelser og diagonaler i konsentriske avstivningssystemer

Dimensjonering og detaljering av energiabsorberende konstruksjoner med konsentriske avstivningssystemer skal være i samsvar med NS-EN 1998-1, kap.6.7 (se kap.8.8.2.4). I det følgende skal vi se litt nærmere på noen viktige faktorer som en må være obs på ved detaljering og dimensjonering av elementer og forbindelser. Teorien er basert på Bruneau, Uang og Whittaker, 1998, kap.7.

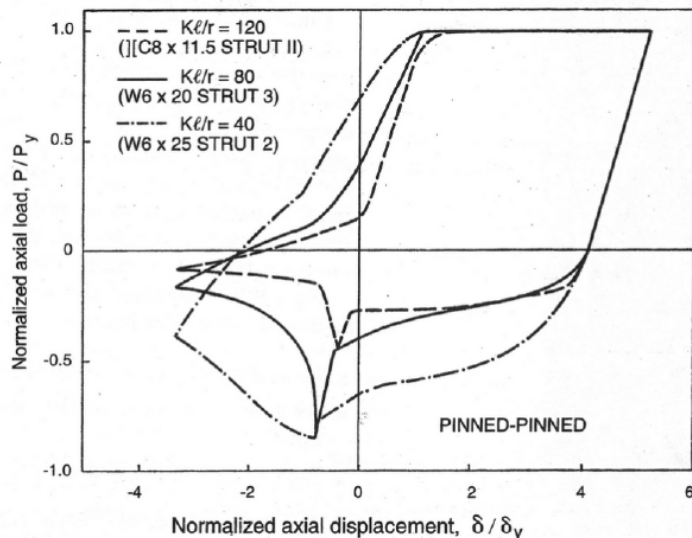
#### Forbindelser strekkdiagonal – knutepunkt

I konstruksjonens avstivende bæresystemer blir energien absorbert på strekkdiagonalene i form av plastisk deformasjon. Ikke energiabsorberende soner skal dimensjoneres med overstyrke. Ikke energiabsorberende soner er elementer (søyler og bjelker) som møttes i knutepunktet, innfestningen av strekkdiagonalene og deler av strekkdiagonalene der en ønsker å ha overstyrke (for eksempel enden av diagonalene mot knutepunktet forsteges med påsveiste L-profiler, se kap.9.7.2 og vedlegg A1.2). Innfestingen til knutepunktet kan utføres med sveis eller boltegruppe.

Diagonalene (energiabsorberende elementer) kan være runde eller rektangulære hulprofiler, IPE-profiler, halve IPE-profiler, kanalprofiler, stager og andre. Det viktigste ved valg av profiltipe for strekkdiagonaler er kravene til systemets duktile oppførsel. Diagonalens duktile oppførsel påvirkes

av faktorer som slankhet og randbetingelser (oppleggsbetingelser (innfestning)) og tverrsnittform. Disse faktorene kan sees på som "krav" og må være i samsvar med NS-EN 1998-1.

Under seismiske påvirkninger blir diagonalene i avstivningssystemene utsatt for sykliske laster. I dimensjoneringen forutsettes det at diagonalene opptar kun strekkrefter. Sykliske laster (vekslende krefter) vil føre til at strekkdiagonalene blir utsatt for en vis trykkraft. For at rammen skal kunne utvise god og tilfredsstillende duktil oppførsel må knekking av diagonalene forhindres slik at materialflyting foregår som forutsatt. Utknekkning av en enkelt diagonal kan føre til dramatisk sidestivhetsreduksjon som kan resultere i store deformasjoner og ustabile konstruksjoner.



Virkningen av strekkdiagonalens slankhet på stavens duktile oppførsel under seismiske påkjenninger er vist i figur 7.37. Diagonalts energiabsorpsjonsevnen øker for staver med lavere slankhet (se kurvene i figur 7.37).

Figur 7.37 Deformasjonskurver for leddete strekkdiagonaler med tre forskjellige slankheter, (Bruneau, Uang og Whittaker 1998).

Diagonalens oppførsel under seismiske påvirkninger kan påvirkes av knekk lengden og knekklasten. Knekk lengden påvirkes av randbetingelsene (innfestingstype), dvs. lavere knekk lengde fører til høyere knekklast og lavere slankhet som har positiv innvirkning på diagonalens duktile oppførsel.

Effekten av tverrsnittets form på stavens hysteresis respons ble evaluert av Bleack på 80-tallet ([14], kap. 7.2.4.4). Bleack studerte totalt seks diagonaler med forskjellige tverrsnitt. Alle diagonalene hadde en slankhet på rundt 80 og var fritt opplagt i endene. Studien viste at tverrsnittets form og geometri har en betydelig innflytelse på diagonalens kapasitet (spesielt lokal knekking og torsjons knekking). I følge Black kan man forbedre diagonalens ytelse mot sykliske belastninger ved å redusere forholdet mellom bredde/diameter og veggtykkelse ( $b/t$ ,  $d/t$ ) for rektangulære/sirkulære hulprofiler og forholdet mellom flensbredde og flenstykkelse ( $b_f/2t_f$ ) for I-profiler. For en gitt slankhet, rangerte Black testede profiler ut i fra profilets egnethet mht. sykliske belastninger (mest egnede profiler listes først):

- ✚ Runde hulprofiler
- ✚ Rektangulære hulprofiler
- ✚ I-profiler (IPE-profiler)
- ✚ T-profiler (halve IPE-profiler)

Bruneau, Uang og Whittaker, 1998 (kap.7.2.2) påpeker at diagonaler utsatt for sykliske laster utviser relativt dårlig uelastisk respons dvs. det er en viss usikkerhet i forhold til bæresystemets duktile oppførsel. Strekkdiagonaler er karakterisert ved at flyting og plastiske deformasjoner foregår på selve staven som er en energiabsorberende sone. Ved dimensjonering av diagonalene forutsettes at stavene utsettes kun for strekkrefter. Det stemmer ikke helt med virkeligheten, dvs. diagonalene vil alltid få en viss trykkraft pga sykliske belastninger. På grunn av diagonalens store slankhet vil små trykkrefter føre til utknekking av staver og på den måten redusere konstruksjonens sidestivhet. Derfor krever Jordskjelvstandarden at diagonalene på konsentrisk avstivende systemer bør tilfredsstillende vise slankhetskrav (se kap. 8.3.2.4).

## REFERANSER

- [1] Eurokode 8, NS-EN 1998-1:2004+NA:2008. *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. Norge: Standard Norge.
- [2] Eurokode 2, NS-EN 1992:2004+NA:2008. *Eurokode 8: Prosjektering av betongkonstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. Norge: Standard Norge.
- [3] Eurokode3, NS-EN 1993-1-(1-6):2005+NA:2008 (NS-EN 1993). *Eurokode 8: Prosjektering av stålkonstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. Norge: Standard Norge.
- [4] RIF, 2010. *Dimensjonering for jordskjelv: Veileder til NS3491-12 Laster fra seismiske påvirkninger*. Oslo: Rådgivende Ingeniørers Forening (RIF).
- [5] Sørensen 2010. *Betong-Konstruksjoner*. Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2. Tapir Akademisk Forlag, Trondheim 2010.
- [6] K. Røhne og K. Vangestad 2001. *Betongkonstruksjoner. Prosjektering*. 1. utgave, 1. opplag 2001. Gulldendal Nors Forlag AS. Oslo.
- [7] Thomas Paulay, Hugo Bachmann, Konrad Moser 1990. *Edbebebenbemessung von Stahlbetonhochbauten*. Birkhäuser Verlag Basel. Basel 1990.
- [8] Chopra, Anil K. 2001. *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*. Second edition. New Jersey: Person Education, Prentice Hall.
- [9] Larsen, Per K. 2004. *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. Fjerde opplag. Tapir Akademisk Forlag, Trondheim 2004.
- [10] Almar-Næss. 2003. *Metalliske Materialer*. 4. utgave. Tapir Akademisk Forlag, Trondheim 2003.
- [11] William D. Callister, Jr 2007. *Materials Science and Engineering an Introduction*. 7. edition. John Wiley & Sons, Inc. New York 2007.
- [12] Fridtjof Irgens 2006. *Fasthets-lære*. 7. utgave. Tapir Akademisk Forlag, Trondheim 2006.
- [13] Nors Stålforbund. 2010. *Stål Håndbok: Del 3*. Tredje utgave. Myhre papirindustri A/S.
- [14] Bruneau, Michel, Chia-Ming Uang og Andrew Whittaker. 1999. *Ductile design of steel structures*. USA: Quebecor/Fairfield.

## 8 Detaljering av energiabsorberende konstruksjoner

I herværende kapittel henviser jeg enten direkte til relevant litteratur i teksten eller benytter referanser [x]. Referanseliste vist under gjelder for herværende kapittel (kap.8). Figurer vist i dette kapittelet er stort sett kopiert fra bøker som det henvises i litteraturlisten. I herværende kapittel bruker jeg de samme symboler, forkortelser og definisjoner som litteratur som legges til grunn i teorien.

### 8.1 Generelt

Dimensjonering av konstruksjoner for seismiske lastvirkninger skal være i samsvar med NS-EN 1998-1 (referanse [1]). Seismiske laster beregnes på grunnlag av dimensjonerende spektral akselerasjon, hvor størrelsen på akselerasjonen som gir den seismiske kraften er sterkt avhengig av faktorer som grunntype og konstruksjonsfaktoren.

Konstruksjonsfaktoren og duktilitet benyttes ofte om hverandre noe som kan lett føre til feil prioritering ved prosjektering. Begge begrepene brukes til å beskrive konstruksjonens/materialets evne til energiabsorpsjon, dvs. evnen til å deformere seg ut over elastiske grensen uten å miste sin styrke eller funksjon. Duktilitetsfaktoren  $\mu$  som vi kjenner igjen fra lærebøkene (se også kap.4) er en dimensjonsløs faktor, og defineres som forholdet mellom maks deformasjon  $\mu_m$  forårsaket av grunnbevegelser (for et elasto-plastisk system) dividert med flytedeforimasjon  $\mu_y$  (for et lineær elastisk system). Konstruksjonsfaktoren  $q$  som brukes av Eurocode 8 og Mexico Federal District Code, 1993, samt modifikasjonsfaktoren  $R$  som brukes av blant annet IBC,2000, og NBCC, er definert på grunnlag av duktilitetsfaktoren. Disse faktorene ( $q$ ,  $R$ ) som brukes av forskjellige internasjonale standarder, er de samme som duktilitetsfaktoren, modifisert for å ivareta forhold som ikke-lineær material-, konstruksjons- og systemsoppførsel under jordskjelv.

I hht NS-EN 1998-1, kan konstruksjonens bæresystem dimensjoneres for seismiske krefter som er mindre enn de krefter som kan oppstå ved lineær elastisk respons. Dette kan gjøres ved å ta hensyn til bæresystemets evne til å motstå seismiske påkjenninger ved ikke-lineære oppførsel. I følge standarden kan konstruksjonens evne til å absorbere energi (gjennom duktil oppførsel) utføres på grunnlag av et redusert elastisk responsspektrum, også kalt "dimensjonerende spektrum". Denne reduksjonen oppnås ved å innføre konstruksjonsfaktoren  $q$ .

Konstruksjonsfaktoren  $q$  er en tilnærming til forholdet mellom de seismiske kreftene som konstruksjonen ville erfare hvis dens respons var fullstendig elastisk med 5 % viskøs dempning, og de seismiske kreftene som kan brukes til dimensjonering for å sikre en tilfredsstillende respons i konstruksjonen...(NS-EN 1998-1, pkt.3.2.2.5). Konstruksjonsfaktoren er også et uttrykk for hvor mye energi kan absorberes og fordeles i bygget.

Ved dimensjonering av konstruksjoner for jordskjelv i hht standarden, velger konstruktøren en verdi for konstruksjonsfaktoren  $q$ , og deretter må en dokumentere at konstruksjonen oppfyller



forutsetningene for den valgte  $q$ -verdien. I dokumentasjonen skal det påvises at både konstruksjonen som helhet og konstruksjonsdelene har tilstrekkelig duktilitet (evne til å oppta tøyninger) for valgt konstruksjonsfaktor. RIF 2010, (referanse [2]), påpeker at det er viktig å være klar over to forhold ved valg av konstruksjonsfaktor:

1. Dersom hele forskyvningen taes på et sted vil kravet til duktilitetsforholdet ( $\mu$ ) lokalt være betydelig.
2. Deler av konstruksjonen kan få betydelig større forskyvninger enn tyngdepunktet og derved mye sterkere akselerasjon (kraft).

Det første punktet er aktuelt for bygginger med flere etasjer, bestående av en fleksibel etasje (såkalt "soft story"). Ved slike fleksible etasjer kan det oppstå en plastisk mekanisme som fører til store lokale plastiske deformasjoner (store lokale tøyninger). Det andre punktet kan være aktuelt for uregulære konstruksjoner, hvor akselerasjonen (kraften) for enkle komponenter kan påvirkes betydelig av torsjonsvirkninger.

## 8.2 Duktilitet og duktilitetsklasser etter NS-EN 1998-1

Materialer som tåler store plastiske tøyninger før brudd, kalles for seige eller duktile materialer. Under på- og avlastning av konstruksjonsdeler som består av duktile materialer lagres energi ved at konstruksjonsdelene får en varig deformasjon (plastiske tøyninger). Konstruksjoner bestående av slike konstruksjonsdeler har god evne til å absorbere energi under jordskjelvpåkjenninger. Konstruksjonsdelens egenskaper, både i det elastiske og plastiske området kan optimaliseres ved riktig tverrsnittsutforming og ved kombinasjon av materialer.

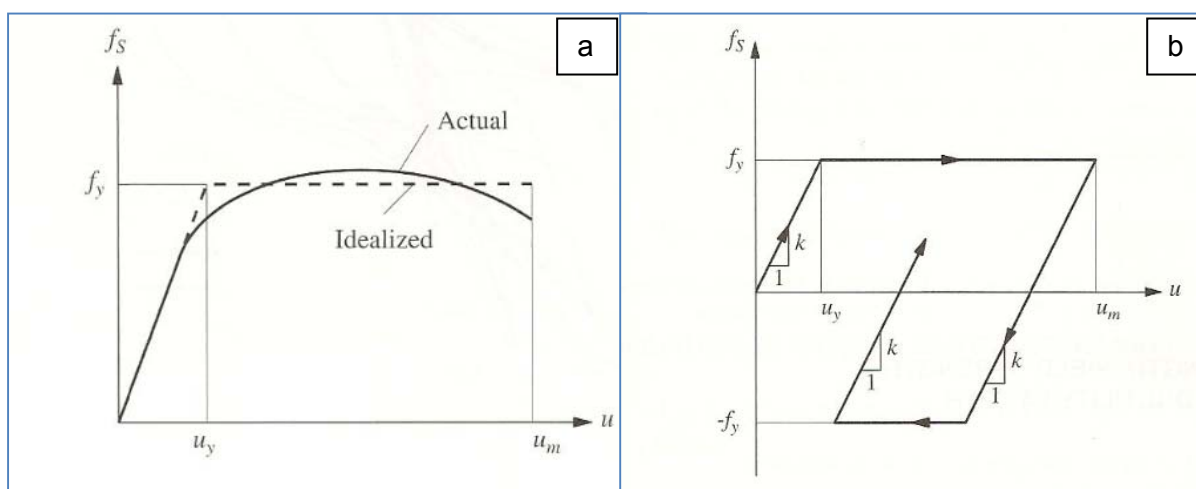
De fleste av bygningsmaterialene oppfører seg duktilt, selv om de ofte blir idealisert med lineære materialeegenskaper. Materialets duktile egenskaper er ulik for de forskjellige materialene, og går fra sprø materialer (svært lite duktile som for eksempel glassfiber) og til svært duktile materialer (for eksempel stål). Sprø materialer bør unngås, dvs. i jordskjelvssammenheng er det ønskelig å bruke duktile materialer med evne til elastisk-plastisk materialoppførsel.

Generelt kan den elastisk-plastiske materialoppførselen representeres i en idealisert (forenklet) arbeidsdiagram, selv om spenningsutviklingen for elastiske og elastisk-plastiske systemer er forskjellig (se kap.7). For ingeniørmessige formål kan den elastisk-plastiske materialoppførselen representeres ved et arbeidsdiagram som vist i figur 8.1a.

Figuren 8.1a, viser den virkelige og den idealiserte kurven for elastisk-plastisk materiale, hvor arealene under den virkelige (observerte) og de idealiserte (rette linjen) kurven er like store, for maks deformasjon  $u_m$ . Systemets idealiserte kurve er lineær elastisk med stivhet  $k$  frem til spenningen når flytegrensen  $f_y$  (materialet begynner å flyte når spenningen når flytegrensen  $f_y$ ), og ikke lineær for tøyning større enn den elastisk tøyningen  $u_y$ .



Den elastiske deformasjonen  $u_y$ , viser systemets deformasjon i det materialet begynner å flyte. Et elastisk-plastisk system utsatt for sykliske laster (pålastning, avlastning, ...) er vist i figur 8.1b. Systemets spenning angis for to retninger  $f_y^+$  og  $f_y^-$ . Etter at systemet er deformert elastisk-plastisk pga initial pålastning, begynner avlastningen av systemet. Avlastning foregår langs en synkende kurve som er parallell med den lineære elastiske initial kurven, helt til systemet når flytegrensen  $f_y^-$  (deformerer plastisk til et punkt, avhengig av den sykliske lasten). Ved ny pålastning begynner kurven å stige igjen (se figur 8.1b). I slike tilfeller vil systemets kraft (spenning)  $f_s$  være en funksjon av deformasjon  $u$  og hastighet  $\dot{u}$ , dvs. deformasjonen  $u$  øker ved positiv hastighet ( $\dot{u} > 0$ ) og avtar ved negativ hastighet ( $\dot{u} < 0$ ).



Figur 8.1 a) Idealisert elastisk-plastisk materialoppførsel; b) Elastisk-plastisk kraft deformasjonsforhold for et system utsatt for sykliske laster, (Chopra 2001)

For å motstå disse repeterende lastene er det viktig at konstruksjonsdelens tverrsnitt oppnår gode egenskaper både i det elastiske og plastiske området. For stålkonstruksjoner kan tverrsnittets plastiske deformasjons/rotasjons egenskaper avhenger av tverrsnittsklasse, mens for betongkonstruksjoner er det armeringsmengden og armeringsforholdet i trykk og strekksonen som styrer betongtverrsnittets egenskaper (se kap.7). Valg og utforming av tverrsnitt skal sørge for at deformasjoner utover den elastiske grensen ikke medfører tap av konstruksjonsdelens styrke eller funksjon.

NS-EN 1998-1 krever at jordskjelvsikre konstruksjoner skal ha tilstrekkelig evne til å absorbere energi uten at dens motstand reduseres betydelig. Det innebærer at konstruksjonens (konstruksjonsdelens) ikke-lineære deformasjoner i kritiske områder bør være i samsvar med forutsetninger i beregningene. Avhengi av konstruksjonens energiabsorpsjonsevne, deler NS-EN 1998-1 konstruksjoner i tre duktilitetsklasser; DCL (lav duktilitet), DCM (middels duktilitet) og DCH (høy duktilitet). DCH (høy duktilitet) skal i følge Nasjonal tillegg (NA) ikke brukes i Norge.

### 8.2.1 DCL (lav duktilitet, $q \leq 1,5$ )

I følge NS-EN 1998-1 kan konstruksjoner dimensjoneres for lite evne til energiabsorpsjon og lav duktilitet (DCL) bare ved å dokumentere konstruksjonens kapasitet for bruddgrense med ulykkeslaster i henhold til aktuelle materialstandarder (NS-EN). Dimensjonering av konstruksjoner for DCL innebærer at den seismiske lasten beregnes på grunnlag av det elastiske responspektret, som kan bli betydelig store. De fleste bygningsmaterialene er duktile og har evne til å tøye seg plastisk, dvs. dimensjonering for DCL er en konservativt beregningsmetode hvor konstruksjonen har en betydelig reservekapasitet som er tilstrekkelig til å tilfredsstille kravet til bæreevne og sikkerhet. Ved dimensjonering for DCL kan konstruksjonsfaktoren velges  $1,0 \leq q \leq 1,5$ .

Vanligvis ved dimensjonering for DCL brukes konstruksjonsfaktor  $q = 1,5$  uten nærmere vurdering av konstruksjonen eller materialets duktilitet. En må være klar over at det finnes enkelte konstruksjoner med liten eller ingen evne til å oppta energi ved ikke-lineær oppførsel. Vurdering eller dokumentering av konstruksjonens nøyaktige oppførsel under seismiske påkjenninger kan være krevende og usikker. For slike konstruksjoner uten evne til ikke-lineær oppførsel (f. eks. konstruksjoner som blir ustabile ved relative store deformasjoner) bør det vurderes om konstruksjonsfaktoren skal settes lik  $q = 1,0$ .

For vanlig konstruksjonsmaterialer betong og stål anbefaler RIF 2010, at DCL kun benyttes i områder med lav seismisitet ( $a_g S < 0.1g = 0.98m/s^2$ , se NS-EN/NA.3.2.1(4)).

### 8.2.2 DCM (middels duktilitet, $1,5 \leq q \leq 4,0$ )

Dimensjonering etter DCM (middels duktilitet) krever at konstruksjonens duktile oppførsel under seismiske påkjenninger vurderes. Det skal sørges for at deler av konstruksjonen kan motstå seismiske påvirkninger gjennom uelastisk oppførsel, dvs. man skal utforme konstruksjoner med tilstrekkelig energiabsorberende soner i hovedbæresystemet, noe som sikrer samlet duktil oppførsel. I følge standarden kan: *"En samlet duktil oppførsel sikres hvis duktilitetsbehovet omfatter et stort volum av konstruksjonen som er jevnt fordelt på forskjellige konstruksjonsdeler og steder i samme etasje. Til dette formålet bør duktile bruddformer komme før sprø bruddformer med tilstrekkelig pålitelighet"* (NS-EN 1998-1, pkt.5.2.1(3)). Energiabsorberende soner (duktile soner) kan gjennomgå de nødvendige rotasjonene og tøyningene for å sikre at hovedbæresystemet utsatt for horisontale seismiske påkjenninger kan danne en mekanisme som kan gjennomgå store deformasjoner med styrken i behold, samtidig som andre deler (sekundære deler) av konstruksjonen fortsatt skal være i det elastiske området.

DCM (middels duktilitet) konstruksjoner skal være i stand til å utvikle stabile mekanismer for å oppta energien som forårsakes av gjentatte sykliske belastninger. Ved dimensjonering av konstruksjoner for DCM, skal det utarbeides dokumentasjon som viser at både konstruksjonsdeler

og hele konstruksjonen har tilstrekkelig duktilitet. Dokumentasjonen av dimensjonering og detaljprosjektering skal være i samsvar med særskilte bestemmelser. Disse særskilte bestemmelsene; som materialrelaterte krav, krav til utforming av bæresystemet for horisontale krefter og detaljprosjekteringsregler er gitt i NS-EN 1998-1 kapittel 5 til 9.

For byggverk som dimensjoneres for DCM skal følgende krav være ivaretatt, RIF 2010, kap.5.4:

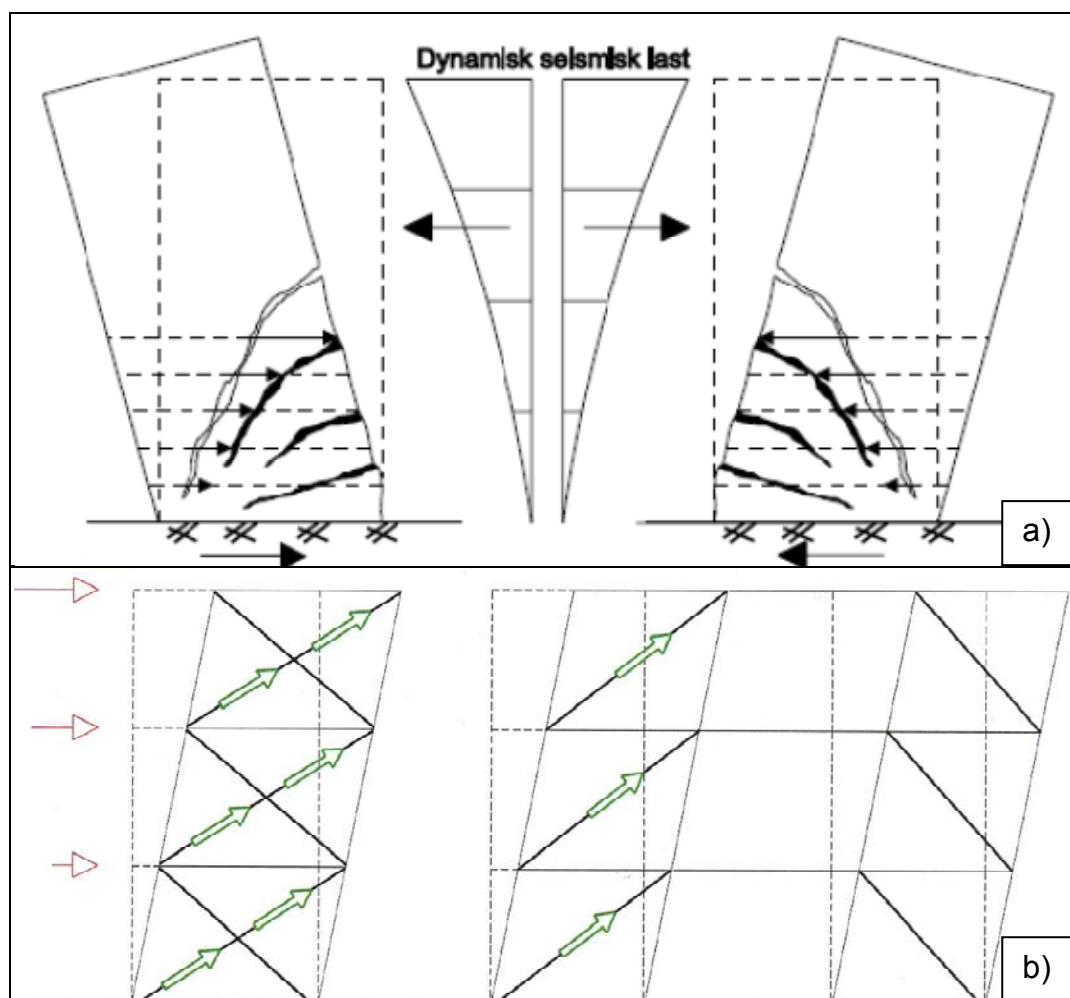
1. Byggverket skal defineres med et hovedbæresystem.
2. Det skal dokumenteres at tilstøtende deler ikke kan gi brudd i hovedbæresystemet slik at hovedbæresystemet kan bli skadet og eventuelt miste stabilitet.
3. Det skal ikke forekomme variasjoner i dynamisk oppførsel som gjør at bevegelser i enkeltelementer kan forårsake ustabilitet i hovedbæresystemet

Standarden gir en rekke alternative hovedbæresystemer for horisontale laster får både betong og stålkonstruksjoner. Valg av hovedbæresystem kan påvirke verdien for konstruksjonsfaktoren  $q$ . Hovedbæresystemet som bærer den horisontale lasten skal være i stand til å danne kompatible deformasjonsmekanisme samtidig som det skal være i likevekt med ytre last. Med kompatibel mekanisme menes at systemet henger sammen som forutsatt. Systemets kompatible mekanisme kan bestemmes på forskjellige måter: som ved ikke-lineær statisk analyse, P- $\Delta$  analyse (push-over analyse for å vise hvor plastiske sonene dannes) eller ved å skissere en forskyvningsform som viser systemets forskyvning.

Eksempel på kompatible deformasjonsmekanismer for to type hovedbæresystemer; duktilt veggssystem og fagverk med konsentriske strekkdiagonaler er vist på figur 8.2 (se også konkret dimensjoneringseksempel i kap.9 (se også vedlegg A1.1/A2.1). Bæresystemer bestående av veggskiver bør danne en deformasjonsmekanisme som vist på figur 8.2a. For å oppnå en tilfredsstillende mekanisme må veggens kritisk sone (sonen der det kan danne seg plastiske ledd) være riktig dimensjonert og detaljert for å absorbere energi. Tverrsnittets bæreevne gjennom gjentatte trykk og strekkbelastninger (se kap 7.1) kan sikres ved tilstrekkelig armeringsmengde (lengdearmering og skjærarmering) i veggens randsoner. Skjærarmering (bøylearmering) i randelementet skal sikre at trykkarmering ikke knekker ut. Utkneking av trykkarmering reduserer gradvis tverrsnittets kapasitet og kan sannsynligvis føre til ustabil system-oppførsel i løpet av et jordskjelv. Forutsatt deformasjonsmekanisme (med plastisitet i veggens nederste del) oppnås ved å prosjektere vegger i samsvar med utforming og armeringsregler gitt i NS-EN 1998-1, kap.5. Jordskjelvstandardene krever at duktile vegger skal være forbundet til underlaget slik at det ikke oppstår relativ rotasjon av underlaget i forhold til resten av bæresystemet, og at det ikke skal være åpninger eller store perforeringer.

For å unngå rotasjoner av underlaget er det nødvendig å utføre likevektbetraktninger for den lastsituasjonen som er dimensjonerende (med opptredende vertikale og horisontale laster). Hvis strekkraften i veggens rand blir for stor må fundamentet forankres med fjellbolter eller peler for å

tilfredsstillende kompatibilitetskravene. I følge NS-EN 1998-1, pkt. 5.8.1(4 og 5), kan fundamenter dimensjoneres for DCL selv om overbygningen dimensjoneres for DCM, dvs. underlaget (fundamenter, grunntrykk og forankring til fjell) dimensjoneres for laster beregnet med konstruksjonsfaktor  $q \leq 1.5$  (DCL), mens konstruksjonen over fundament dimensjoneres for laster med konstruksjonsfaktor  $q \geq 1.5$  (DCM). Dette er bekreftet også i RIF 2010, kap.13.2.



Figur 8.2 Kompatible deformasjonsmekanismer for avstivningssystemer; a) duktil veggssystem, b) stålfagverk med konsentriske strekkdiagonaler, (RIF Kursmateriell, 2010).

Delfigur 8.2b viser et typisk avstivningssystem bestående av stålfagverk med konsentriske strekkdiagonaler. Her forutsettes at horisontale laster fra ytre påkjenninger overføres kun som strekk-krefter på strekkdiagonalene, dvs. diagonalene opptar ingen trykkrefter, noe som ikke stemmer helt med virkeligheten. Derfor krever standarden at strekkdiagonalene skal ha en grense for slankhet (se kapittel 8.3.2.4). På konsentrisk avstivende bæresystemer er energiabsorberende soner representert ved strekkdiagonaler som plastifiseres, mens ikke-energiabsorberende soner som stegg inn mot knutepunktet (innfestning) skal forbli i det elastiske området. Det kan gjøres ved å dimensjonere soner som skal være i det elastiske området med en overstyrke. Stålfagverk utformes slik at systemet påkjent av horisontale laster utviser samme kraft-forskyvning egenskaper i hver etasje, dvs. at strekkdiagonalene når flytegrensen i alle plan (etasjer) og systemet deformerer seg som forutsatt (som idealisert på figur 8.2b). Slike

fagverkssystemer oppfyller kompatibilitetskravene, og kan dimensjoneres for DCM med konstruksjonsfaktor  $1.5 \leq q \leq 4.0$ .

Det fremgår klart at ved potensielle energiabsorberende soner, er materialets evne til å tøy seg utover det elastiske området ved gjentatte plastifiseringer, en viktig faktor for å kunne danne nødvendige deformasjonsmekanismer og tilhørende flyteområder.

### 8.3 Spesifikke bestemmelser for betong- og stålbygninger, (NS-EN 1998-1)

I dette delkapittelet behandles kravene til dimensjonering av bygninger av armerte betong og stål i DCM, altså for en energiabsorberende konstruksjon med konstruksjonsfaktor  $q > 1,5$ . For dimensjonering av betong- og stålkonstruksjoner gjelder generelt NS-EN 1992-1 (referanse [4]), henholdsvis NS-EN1993-1 (referanse [5]). I det følgende skal vi berøre noen av de viktigste tilleggsbestemmelsene for armerte betong- og stålkonstruksjoner som er gitt i NS-EN 1998-1, kapitel 5 og kapitel 6. Tilleggsbestemmelser for samvirkekonstruksjoner, trekonstruksjoner og murbygninger i hht jordskjelvsstandardens kap 7, 8 og 9 er ikke omtalt i denne rapporten.

#### 8.3.1 Betongkonstruksjoner i DCM

Dimensjonering av betongkonstruksjoner for DCM skal utføres i hht til NS-EN 1998-1, kapitel 5. Standarden sier: *"Dimensjonering av jordskjelvssikre betongbygninger skal gi konstruksjonen en tilstrekkelig evne til å absorbere energi uten at dens samlede motstand mot horisontale og vertikale belastninger reduseres betydelig"*. Konstruksjonens evne til å absorbere energi sikres ved kapasitetskontroll av primære og sekundære konstruksjonselementer. I følge standarden er byggets konstruksjonselementer definert som følge:

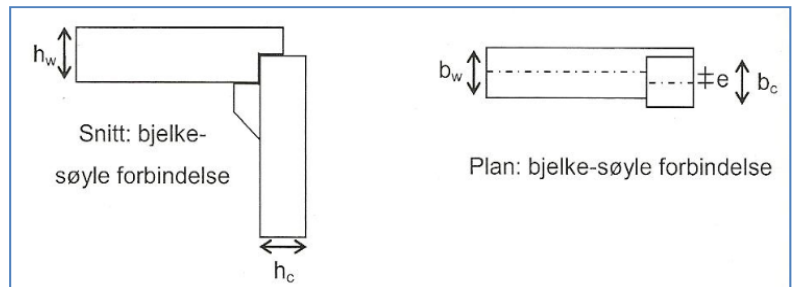
- bjelke: bærende horisontale konstruksjonsdeler som hovedsakelig utsettes for tverrbelastninger og for dimensjonerende aksiallast  $v_d = N_{ed} / A \leq 0,1$ .
- søyler: Bærende vertikale konstruksjonsdeler som utsettes for en normalisert aksialkraft  $v_d = N_{ed} / A > 0,1$ .
- vegger: Bærende vertikale konstruksjonsdeler med avlanget tverrsnitt med et forhold mellom lengde og tykkelse på  $l_w/b_w > 4$ .
- duktil vegg: Vegg er forbundet til underlaget slik at det ikke oppstår rotasjon i dette underlaget i forhold til resten av bæresystemet. Forhold mellom veggens lengde og tykkelse på  $l_w/b_w > 4$ .
- stor lettarmert vegg: vegg med et horisontalt mål  $l_w$  minst lik 4,0m eller to tredje deler av høyden  $h_w$ , avhengi av hvilken verdi er minst, som forventes å danne begrenset rissdannelse og uelastisk oppførsel i den seismiske dimensjonerende situasjon.

Veggens geometriske forhold er avgjørende for å bestemme veggens oppførsel under horisontale påkjenninger og dermed også for hvordan elementet dimensjoneres. Det har sammenheng med

forholdet mellom bøyestivhet og skjærstivhet, f. eks. en høy vegg ( $h_w \gg l_w$ ) med stor tverrlast kan defineres og dimensjoneres som bjelke (bøyestivhet er mye større enn skjærstivhet).

For ulike konstruksjonsdeler og forbindelser gjelder ulike geometriske krav som må være oppfylt. I en søyle-bjelke forbindelse skal bredden til primære seismiske **bjelker** begrenses til  $b_w \leq \min(b_c + h_w; 2 b_c)$ , der  $b_c$  er bredden av søyle, og  $h_w$  er høyden av bjelken. Primære seismiske **søyer** i forbindelsen skal ha tverrsnittsmål  $b_c \times h_c$  som ikke er mindre enn en tiel av den største avstanden mellom punktet der moment skifter fortegn ( $\theta = P_{\text{tot}} \cdot d_r / V_{\text{tot}} \cdot h \leq 0,10$ ).

Figur 8.3 Søyle-bjelke forbindelse, (RIF Kursmaterieill, 2010).



For å sikre syklisk lastoverføring fra bjelke til søyle, skal avstanden mellom de to konstruksjonsdelenes tyngedepunktakser begrenses til  $e \leq b_c/4$ . **Vegger** (lettarmerede og duktile vegger) har krav til minste tykkelse  $b_{w0} \leq \max(0,15\text{m}; h_s/20)$ , der  $h_s$  er den frie etasjehøyden i meter.

I tillegg til geometriske krav, stiller standarden krav til type materiale som brukes for primære seismiske konstruksjonsdeler. Primære konstruksjonsdeler skal utføres av betongklasse bedre enn C16/20. I kritiske områder skal det brukes armeringsstål av klasse B eller C. Det skal kun brukes kamstål som armeringsstål i kritiske områder (med unntak lukede bøyer og tverrbindere).

### 8.3.1.1 Type bæresystemer og konstruksjonsfaktor for betongbygninger

Konstruksjonsfaktoren  $q$  som tar hensyn til konstruksjonens energiabsorpsjonsevne fastsettes på grunnlag av konstruksjonens global avstivningssystem. Ut i fra systemets oppførsel under seismiske påkjenninger, skal betongbygninger klassifiseres i en av følgende bæresystemtyper, (NS-EN 1998-1, pkt.5.2.2):

- rammesystemer;
- dobbeltssystemer (ramme- eller veggekvivalente);
- duktilt veggssystem (koplet eller ikke koplet);
- system med store lettarmerede vegger;
- omvent pendelsystem;
- torsjonsmykt system

Betongkonstruksjoner skal ikke nødvendigvis ha samme bæresystem i to horisontale retninger. Betongbygninger kan klassifiseres med en type bæresystem i en horisontal retning og et annet

bæresystem i den andre retningen. Klassifisering av betongbygninger benyttes til å fastsette grenseverdien for konstruksjonsfaktoren  $q$  (for hver dimensjonerende retning):

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad 8.1$$

der faktoren  $k_w$  gjenspeiler den dominerende bruddformen i bæresystemet, og varierer mellom  $0,5 \leq k_w \leq 1,0$ . For konstruksjoner som er regulære i oppriset er grunnverdien for konstruksjonsfaktoren  $q_0$  gitt i Tabell 5.1, NS-EN 1998-1, gjengitt i tabell 8.1. For konstruksjoner som er ikke regulære i oppriset, bør verdien av  $q_0$  reduseres med 20%.

Tabell 8.1. Grunnverdien for konstruksjonsfaktoren  $q_0$  for systemer som er regulære i oppriset

Type bæresystem DCM	DCM
Rammesystem, dobbeltsystem, koplet veggssystem	$3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
Ikke-koplet veggssystem	3,0
Torsjonsmykt system	2,0
Omvendt pendelsystem	1,5

$\alpha_1$  er verdien som den horisontale seismiske dimensjonerende påvirkningen multipliseres med for å nå bøyekapasiteten for første gang i en konstruksjonsdel i konstruksjonen, mens alle andre dimensjonerende påvirkninger forblir konstante;

$\alpha_u$  er verdien som den horisontale seismiske dimensjonerende påvirkningen multipliseres med for å danne plastiske ledd i tilstrekkelig mange tverrsnitt for at samlet konstruksjonsmessig ustabilitet utvikles, mens alle andre dimensjonerende påvirkninger forblir konstante. Faktoren  $\alpha_u$  kan finnes ved hjelp av ikke-lineær statisk global analyse med påførte forskyvninger ("pushover").

For ramme og skivesystemer i betong er  $(\alpha_u / \alpha_1)$  en overstyrkefaktor for å bestemme forholdet mellom de horisontale laster som danner første flytesone og de horisontale lastene som gir full utnyttelse av alle soner. Hvis multiplikasjonsfaktoren  $(\alpha_u / \alpha_1)$  ikke er vurdert ved en eksplisitt beregning, for konstruksjoner som er regulære i plan kan følgende tilnærmede verdier brukes.

a) Rammer eller rammeekvivalente dobbeltsystemer.

- enetasjes bygninger:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,10$ ;
- fleretasje ettpennsrammer:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,20$ ;
- fleretasje, flerspennsrammer eller rammeekvivalente dobbeltsystemer:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,30$ .

b) Veggssystemer eller veggekvalente dobbeltsystemer.

- veggssystemer med kun to ikke-koplede vegger per horisontal retning:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,00$ ;
- andre ikke-koplede veggssystemer:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,10$ ;
- veggekvalente dobbeltsystemer eller koplede veggssystemer:  $\alpha_u / \alpha_1 = 1,20$ .



Høyere verdi for  $(\alpha_u/\alpha_1)$  kan benyttes hvis det dokumenteres gjennom en ikke-lineær analyse, men ikke større enn 1,5 selv om analysen gir større verdi.

### 8.3.1.2 Dimensjoneringskriteriene

Betongkonstruksjonens postelastiske oppførsel under sykliske påkjenninger, gjør at konstruksjonens totale usikkerhet er større ved seismiske- enn ved ikke-seismiske påvirkninger. Den usikkerheten knyttet til kapasitet og duktilitet kan reduseres ved å dimensjonere (detaljprosjektene) betongkonstruksjonene i samsvar med NS-EN 1998-1. Dimensjonering for DCM utføres slik at *"Sprø brudd eller andre uønskede bruddmekanismer (for eksempel konsentrasjon av plastiske ledd i søyler i en enkelt etasje i en fleretasjes bygning, skjærkraftsbrudd i konstruksjonsdelene, brudd i bjelke-søyle-forbindelse, flyting av fundamenter eller av deler som er ment å forbli elastisk) skal forhindres ved å finne de dimensjonerende lastvirkningene i utvalgte områder fra likevektsbetingelser, under forutsetning av at det har dannet seg plastiske ledd med deres mulige overstyrke i tilstøtende områder"*, (NS-EN 1998-1, pkt.5.2.3). Det innebærer at duktile primære rammehjørner utføres f. eks. slik at momentkapasiteten for søyle er 30% større enn momentkapasiteten for bjelker i knutepunktet. For bygninger med to eller flere etasjer er,  $\sum M_{RC} \geq 1,3 \sum M_{RB}$ , der  $M_{RC}$  og  $\sum M_{RB}$  er henholdsvis summen av de dimensjonerende verdiene av søylenes momentkapasitet og summen av de dimensjonerende verdiene av momentkapasiteten til bjelkene i knutepunktet. For konstruksjoner som f. eks. plasstøpte plan, bidrar platearmering som ligger parallelt med bjelken innenfor effektive flensbredden til å øke bjelkens momentkapasitet (regnes som T-tverrsnitt).

### 8.3.1.3 Lokal duktilitet for betongelementer

Standarden gir en rekke betingelser for påvisning av lokal duktilitet i potensielle områder der det kan danne seg plastiske ledd. Disse potensielle områdene skal ha store plastiske rotasjonskapasiteter og skal dimensjoneres i henhold til NS-EN 1998-1, kap.5. I det følgende skal vi nevne noen av de viktigste betingelsene som må være oppfylt for påvisning av lokal duktilitet:

- Utknekking av trykkarmering i områder med plastisk ledd må forhindres.
- Egne betong- og stålkvaliteter skal brukes for å oppnå lokal duktilitet, dvs. stålet som brukes i kritiske områder skal ha stor jevn plastisk forlengelse (duktilitet), samt skal forholdet mellom strekkfasthet og flytespenning være større enn en ( $f_t/f_y > 1.0$ ). Betong som brukes i primære seismiske konstruksjonsdeler skal ha en bruddforlengelse som med god margin overskrider forlengelsen ved største trykkfasthet.

Betingelsene nevnt over kan ivaretas ved å påvise at faktoren for krumningsduktilitet  $\mu_\phi$  er lik minst følgende verdier:

$$\mu_{\Phi} = 2q_0 - 1 \quad \text{hvis } T_1 \geq T_C \quad 8.2a$$

$$\mu_{\Phi} = 1 + 2(q_0 - 1) \cdot T_C / T_1 \quad \text{hvis } T_1 < T_C \quad 8.2b$$

der  $q_0$  er grunnverdien for konstruksjonsfaktoren (se tabell 8.1),  $T_1$  er bygningens første egensvingningsperiode, og  $T_C$  er perioden ved den øvre grensen av spektrets konstante akselerasjonsområde (se kap.5).

I standarden er faktoren for krumningsduktilitet definert som forholdet mellom krumningen oppnådd ved 85% av momentkapasiteten og krumningen ved flyting. Duktilitetsfaktoren  $\mu_{\Phi}$  bør økes 1,5 ganger verdien gitt i ligning 8.2 (a, b), hvis i det kritiske området benyttes lengdearmering av klasse B (se NS-EN 1992-1, Tabell C.1).

Betongtverrsnittets krumning er sterkt påvirket av armeringsmengden i tverrsnittets trykk og strekksone. Veilederen 2010 påpeker at tverrsnitt ikke må overarmeres i potensielle områder for plastisk ledd, dvs. i et overarmert tverrsnitt vil brudd ikke være duktil. For å unngå overarmert tverrsnitt skal betongelementene dimensjoneres og detaljeres for lokal duktilitet i hht NS-EN 1998-1, pkt.5.4.3.

### 8.3.2 Dimensjonering og detaljering av betongkonstruksjoner

Påvisning av kapasitet og detaljering i bruddgrensetilstand for konstruksjonsdeler som: bjelker, søyler og duktile vegger bestemmes som vist i dette kapitlet. Dimensjonerende verdier for bøyemoment, skjærkraft og aksialkraft finnes fra analysen av konstruksjonen for den seismiske dimensjonerende situasjon, under hensyntaking til andre ordens virkninger i samsvar med NS-EN 1998-1, pkt.4.4.2.2, og kravene til dimensjonering for energiabsorpsjon i NS-EN 1998-1, pkt.5.2.3.3. For påvisning av sikkerhet brukes verdier for partialfaktorene (for betong og stål) som gitt i Tabell 5.1, kap.5.

#### 8.3.2.1 Bjelker

For primære seismiske bjelker (innspenne bjelker) forutsettes at plastiske leddene dannes i enden av bjelkene. Endemomentene  $M_{i,d}$  i bjelken kan bestemmes som følger:

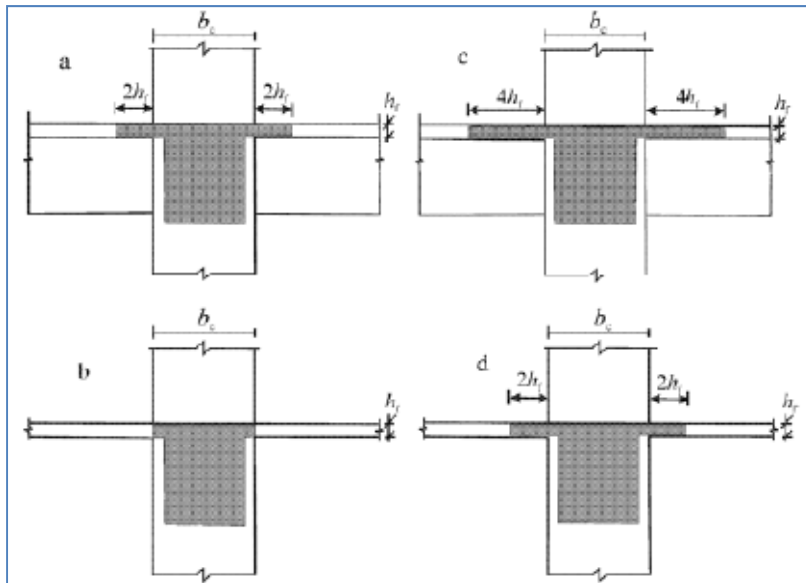
$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min(1, \sum M_{Rc} / \sum M_{Rb}) \quad 8.3$$

der  $\gamma_{Rd}$  er faktor som tar hensyn til mulig overstyrke som følge av stålets (armerings) festning pga tøyning. For DCM bjelker kan faktoren  $\gamma_{Rd} = 1,0$ .  $M_{Rb,i}$  er den dimensjonerende verdien for bjelkens momentkapasitet ved ende  $i$  i retning av den seismiske bøyemomentet for den aktuelle retningen av den seismiske påvirkningen.  $\sum M_{Rc}$  og  $\sum M_{Rb}$  er som definert i kapitel 8.3.1.2.

For rammesystemer der primære seismiske bjelker er koblet til primære seismiske søyler må  $\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$ , dvs. endemomentene blir  $M_{i,d} = 1 \cdot M_{Rb,i} \cdot 1 = M_{Rb,i}$ . Verdien av skjærkraften ( $V_{Ed,max,i}$

og  $V_{Ed,min,i}$ ) tilsvarer de største positive og negative endemomentene  $M_{i,d}$  som kan utvikle seg i bjelkeendene.

For primære seismiske bjelker kan momentkapasitet og skjærkapasitet beregnes i samsvar med NS-EN 1992-1. Armeringen på endetverrsnittet bør plasseres innenfor bredden av steget. For bjelker med T- og L-tverrsnitt kan en del av armeringen plasseres utenfor steget, men den skal være innenfor den effektive flensbredden  $b_{eff}$ . I bjelke-søyle forbindelser, kan effektive flensbredde beregnes som vist på ES-EN 1998-1, Figur 5.5, gjengitt i figur 8.5.



Figur 8.4 Effektiv flensbredde  $b_{eff}$  for bjelker som er innspent i søyler. a)  $b_{eff}=b_c+2\cdot 2h_f$  i utvendige søyler når det finnes en tverrbjelke med samme høyde, b)  $b_{eff}=b_c$  i utvendige søyler uten tverrbjelke, c)  $b_{eff}=b_c+2\cdot 4h_f$  i innvendige søyler med tverrbjelke, d)  $b_{eff}=b_c+2\cdot 2h_f$  i innvendige søyler uten tverrbjelke, (NS-EN 1998-1).

Bjelkens kritiske område (område hvor det kan danne seg plastisk ledd) skal detaljeres for å tilfredsstille kravene til krumningsduktilitet. For fast innspenne bjelker (se figur 8.5), kan kritisk område anses å være det området fra bjelkeende til en avstand  $l_{cr} = h_w$  (der  $h_w$  er bjelkens høyde). I hht til standarden kan kravet til krumningsduktilitet (lokal duktilitet) anses å være oppfylt når følgende to betingelser er oppfylt, (se også NS-EN 1998-1, pkt.5.4.3.2.1):

- a) I trykksonen plasseres armering med minst halvparten av mengden av armeringen som finnes i strekksonen, i tillegg til eventuell trykkarmering som er nødvendig for å påvise tilstrekkelig kapasitet i bruddgrensetilstanden av bjelken i den seismiske dimensjonerende situasjonen. Armeringsforholdet kan da skrives som:

$$\rho'_{tot} = 0,5\rho + \rho'_{dim} \quad 8.4a$$

- b) Armeringsforholdet i strekksonen  $\rho$  overskrider ikke en verdi  $\rho_{max}$  lik:

$$\rho_{max} = \rho' + (0,0018 / \mu_{\Phi} \epsilon_{sy,d}) \cdot (f_{cd} / f_{yd}) \quad 8.4b$$

der  $\rho$  og  $\rho'$  er armeringsforholdet i strekk og trykksonen, normalisert på  $bd$  ( $\rho = A_s/bd$ ).

- c) Armeringsforholdet  $\rho$  av strekksonen langs hele lengden av en seismisk bjelke, skal ikke være mindre enn følgende minsteverdi  $\rho_{min}$ :

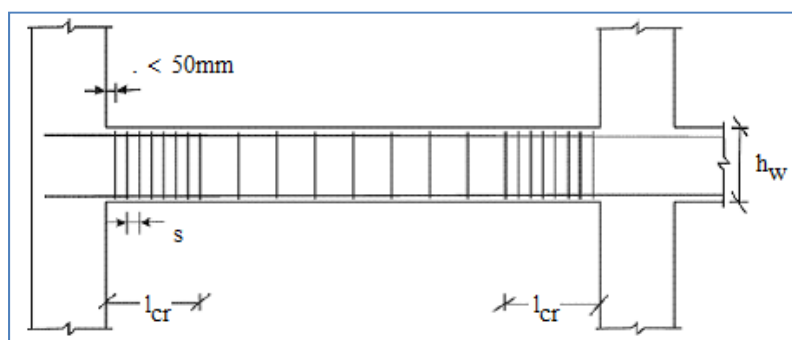
$$\rho_{min} = 0,5 (f_{ctm} / f_{yk}) \quad 8.4c$$

I tillegg til kravene vist over må kritiske områder i primære seismiske bjelker forsterkes med armeringsbøylor for å forhindre utknekking av lengdearmeringen. Bøylene skal ha en diameter som er minst lik  $d_{bw} \geq 6\text{mm}$ . I de kritiske områdene i de primære seismiske bjelkene, skal avstanden  $s$  mellom bøylene skal ikke overskride:

$$s = \min\{ (h_w / 4; 24d_{bw}; 8d_{bl}) \} \quad 8.4d$$

der  $d_{bl}$  er den minste diameteren av lengdearmering, og  $h_w$  er høyden av bjelken.

Den første bøylor skal plasseres høyest 50mm fra bjelkens endetverrsnitt som vist på figur 8.5.



Figur 8.5 Bøylearmering i kritiske områder i bjelke, (NS-EN 1998-1).

### 8.3.2.2 Søyler

I søyle-bjelke forbindelser forutsettes at de plastiske leddene danner seg i enden av bjelkene, dvs. at søylene beregnes med overstyrke. Hvis vi velger at de primære seismiske søylene skal være plastiske, kan endemomentene bestemmes fra følgende uttrykk:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min(1, \sum M_{Rb} / \sum M_{Rc}) \quad 8.5$$

der  $\gamma_{Rd}$  er faktor som tar hensyn til mulig overstyrke som følge av stålets (armeringens) festning pga tøyning. Faktoren  $\gamma_{Rd}$  kan settes lik 1,1.  $M_{Rc,i}$  er den dimensjonerende verdien for søylens momentkapasitet ved ende  $i$  i retning av det seismiske bøyemomentet for den aktuelle retningen av den seismiske påvirkningen.  $\sum M_{Rc}$  og  $\sum M_{Rb}$  er som definert i kapittel 8.3.1.2.

Momentkapasitet og skjærkapasitet beregnes i samsvar med NS-EN 1992-1. Primære seismiske søyler skal dimensjoneres for en normalisert aksiallast  $v_d$  som ikke overskrider 0,65 ( $v_d = N_{ed} / A_c f_{cd} \leq 0,65$ ).

I detaljering av primære seismiske søyler for lokal duktilitet, skal lengdearmeringsforholdet  $\rho$  være minst 0,01 og høyest 0,04. lengdearmeringen skal fordeles over søyletverrsnittet slik at det blir plassert minst en mellomstang mellom hjørnestenger langs hver søyleside. Lengden på søylens

kritiske område (område opptil avstand  $l_{cr}$  fra begge endetverrsnittene) kan beregnes fra følgende uttrykk:

$$l_{cr} = \max (h_c; l_{cl}/6; 0,45) \quad 8.6a$$

der  $h_c$  er søylens største tverrsnittsmål (i meter), og  $l_{cl}$  er søylens frie lengde (i meter). Hvis  $l_{cl}/h_c < 3$  skal hele søylelengden anses som kritisk område og skal armeres deretter.

Søylens kritiske område (område hvor det kan danne seg plastisk ledd) skal detaljeres for å tilfredsstille kravene til lokal duktilitet. Kravene til lokal duktilitet kan være oppfylt hvis:

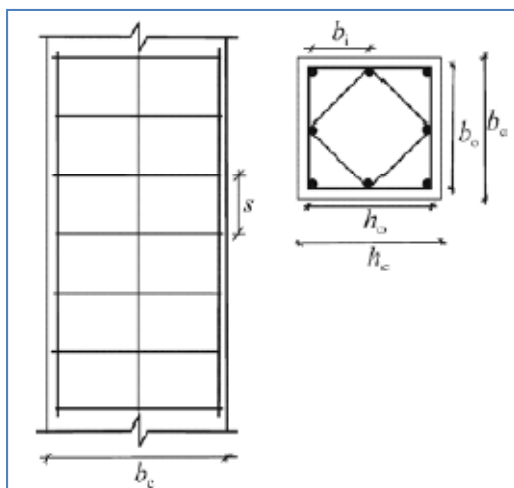
$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\Phi} v_d \varepsilon_{sy,d} (b_c / b_0) - 0,035 \quad 8.6b$$

der  $\omega_{wd}$  er det volumetriske forholdet mellom bøyer i de kritiske områdene (det bør sørges for en minimumsverdi  $\omega_{wd}=0,08$ ),  $\mu_{\Phi}$  er faktor for krumningsduktilitet,  $v_d$  er normalisert dimensjonerende aksiallast,  $\varepsilon_{sy,d}$  er dimensjonerende verdi for tøyning av strekkarmering ved flytegrensen,  $b_c$  og  $b_0$  er tverrsnittsbredde henholdsvis bredde av forsterkede kjerne (se figur under) og  $\alpha$  er effektivitetsfaktoren for forsterkningen, lik  $\alpha = \alpha_n \alpha_s$ , der  $\alpha_n$  og  $\alpha_s$  er avhengi av tverrsnitt og armering. For rektangulær tverrsnitt  $\alpha_n$  og  $\alpha_s$  kan beregnes av følgende uttrykk:

$$\alpha_n = 1 - \sum (b_i^2 / 6 b_0 h_0) \quad \text{og} \quad \alpha_s = (1 - s / 2 b_0) / (1 - s / 2 h_0) \quad 8.6c$$

Innenfor de kritiske områdene skal det monteres bøyer og tverrbindere med en senteravstand (i millimeter) som ikke skal overskride:

$$s = \min(b_0 / 2; 175; 8d_{bL}) \quad n.6d$$



der  $d_{bL}$  er den minste diameteren på lengdearmeringsstengene.

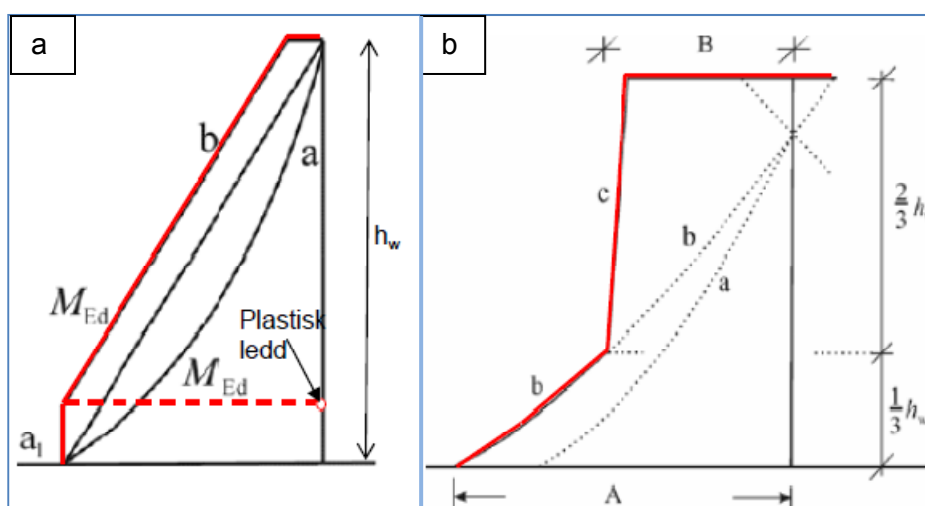
I de kritiske områdene skal bøyer og tverrbærere ha en diameter på minst  $d_{bj}=6\text{mm}$ . Lengdearmeringsstenger som holdes på plass av bøyer, skal plasseres slik at avstanden  $b_i$  (se figur) mellom nabostengene ikke overskrider 200mm.

Figur 8.6 Armeringen som omslutter betongkerne, (NS-EN 1998-1).

### 8.3.2.3 Duktile vegger

Ved bestemmelsen av dimensjonerende lastvirkning for duktile vegger sier standarden: "Det skal tas hensyn til usikkerheten i analysen og etterelastiske dynamiske virkninger, i det minste med en egnet forenklet metode", NS-EN 1998-1, kap.5.4.2.4. Analyse usikkerheten kan hensynstas ved å benytte en omhyllingskurve for å bestemme bøyemomenter og skjærkrefter. Typisk omhyllingskurve for bøyemoment og skjærkraft er vist på figur 8.7 (vist under).

På figur 8.7a) er det vist en omhyllingskurve for bøyemoment. Det dimensjonerende bøyemomentdiagrammet langs veggghøyden gis en vertikalt forskjøvet omhyllingskurve av bøyemomentdiagrammet fra analysen. Vertikalforskyvning  $a_1$  av momentdiagrammet tilsvarer høyden til det kritiske området på veggen, dvs. høyden fra gulv til høyden der det plastiske leddet blir dannet. Dersom ikke nøyaktigere beregninger foreligger kan  $a_1$  forenklet estimeres som  $a_1=h_{cr}$  som vist under i dette delkapitlet.



Figur 8.7. Omhyllingskurve for vegger; Delfigur a) omhyllingskurve for bøyemoment veggssystemer; a- momentdiagram fra analyse, b- dimensjonerende omhyllingskurve,  $a_1$ - forskyvning av strekkraftlinjen. Delfigur b) omhyllingskurve for skjærkrefter, dobbeltsystemer; a- skjærdiagram fra analyse, b- diagram for økt skjærkraft, c – dimensjonerende omhyllingskurve, A-  $V_{wall,base}$  (skjærkraft bunn vegg), B-  $V_{wall,top} \geq V_{wall,base}/2$  (skjærkraft øverst i vegg), (NS-EN 1998-1).

For primære seismiske vegger skal mulig økning av skjærkraften etter flyting (ved bunn av vegg) ivaretas hvis de dimensjonerende skjærkreftene forutsettes å være 50% høyere enn skjærkraften oppnådd i analysen. For dobbeltsystemer bør lastvirkningen bestemmes ved bruk av omhyllingskurve som er i samsvar med figur 8.7.

Momentkapasitet og skjærkapasitet beregnes i samsvar med NS-EN 1992-1. Primære seismiske vegger skal dimensjoneres for en normalisert aksiallast  $v_d$  som ikke overskrider 0,40 ( $v_d=N_{ed}/A_c f_{cd} \leq 0,65$ ). Det skal tas hensyn til vertikal veggskivearming ved beregning av bøyekapasitet til veggverrsnittet.

Ved detaljering av primære seismiske vegger for lokal duktilitet skal det sørges for at veggens kritiske område (område hvor det kan danne seg plastisk ledd) får en krumningsduktilitet  $\mu_{\Phi}$  som er minst lik verdien som beregnes fra ligningene 8.2a og 8.2b. Krumningsduktilitet oppnås ved bruk av bøylearmering i veggens randområde. Lokal duktilitet i veggens kritiske områder ivaretas ved å påvise at det mekaniske volumetriske forholdet av bøylearmering  $\omega_{wd}$  i randområdet oppfyller følgende uttrykk:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30 \mu_{\Phi} (v_d + \omega_v) \varepsilon_{s_{y,d}} (b_c / b_0) - 0,035 \quad 8.7a$$

der parametrene er som definert for søyler, unntatt  $\omega_v$  som er det mekaniske forholdet av vertikal veggskivearmering ( $\omega_v = \rho_v \cdot (f_{y,d,v} / f_{cd})$ ).

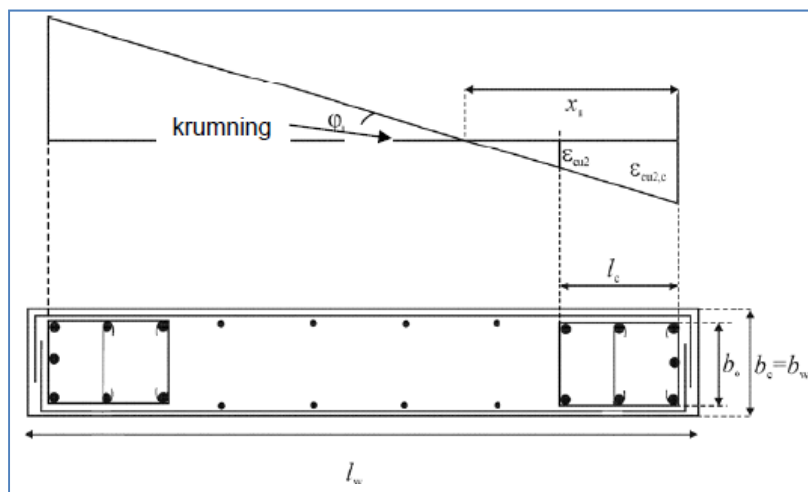
Kravene nevnt over i dette kapitlet gjelder for veggens kritiske område  $h_{cr}$  ( $a_1$  på omhyllingskurven vist over), dvs. området der det forventes å danne seg plastisk ledd. Høyden på det kritiske området  $h_{cr}$  kan estimeres av følgende uttrykk:

$$h_{cr} = \max(l_w ; h_w / 6) \quad 8.7b$$

begrenset  $h_{cr} \leq \{2l_w ; [h_s \text{ for } n \leq 6 \text{ etg, } 2h_s \text{ for } n \geq 6 \text{ etg}]\}$ , der  $h_s$  er den frie etasje høyden.

Bøylearmeringen bør strekke seg vertikalt over en høyde lik  $h_{cr}$  (kritiske området), og horisontalt langs en lengde  $l_c$  (randsonen) målt fra den ytterste trykkfiberen i vegg (se figur 8.8).

Lengden  $l_c$  av det bøylearmerte randområdet bør minst være,  $l_c \geq \max(0,15 l_w ; 1,50 b_{bw})$ .



Lengdearmeringsforholdet  $\rho_v$  i randelementet bør ikke være mindre enn 0,005.

Figur 8.8. Bøylearmert randelement på den frie kanten av en vegg (topp: tøyninger ved krumningsgrense; bunn: veggverrsnitt), (NS-EN 1998-1).

I tilfelle den horisontale seismiske lastvirkningen er stor, kan deler av veggens randforsterkes med såkalte randelementer (se NS-EN 1998-1, pkt.5.4.3.4.2(10)).

Dimensjonering og detaljering av duktile veggskiver er vist i kap.9.7.5 (se også vedlegg A2.1).



### 8.3.2 Detaljering og dimensjonering av stålkonstruksjoner i DCM

Dimensjonering av stålkonstruksjoner for DCM skal utføres i hht til NS-EN 1998-1, kapittel 6. Energien som opptas av konstruksjonen er avhengig av konstruksjonens dynamiske egenskaper. Konstruksjonens dynamiske egenskaper bestemmer hvor mye av energien går opp i konstruksjonen og hvor mye farer utenom. Avhengig av konstruksjonens evne til å absorbere energi kan jordskjelvsikre stålbygninger dimensjoneres etter to hovedprinsipper:

- Prinsipp a): gjelder DCL, konstruksjoner med lite energiabsorpsjon, dvs.  $q \leq 1,5$
- Prinsipp b): gjelder DCM, energiabsorberende konstruksjoner, dvs.  $1,5 \leq q \leq 4,0$

Dimensjonering av primære og sekundære konstruksjonsdeler etter prinsipp a) kan utføres i samsvar med NS-EN 1993 uten noen tilleggskrav. For prinsipp a) "kan lastvirkningen beregnes på grunnlag av elastisk global analyse uten hensyntaking til en betydelig ikke-lineær oppførsel i materialet", NS-EN 1998-1, pkt.6.1.2(2).

For å unngå store horisontale jordskjelvslaster dimensjoneres konstruksjoner etter prinsipp b), dvs. konstruksjonsfaktoren  $q$  settes større enn den øvre grenseverdien for DCL (lite energiabsorberende oppførsel). *I prinsipp b) tas det hensyn til at deler av konstruksjonen (energiabsorberende soner) kan motstå påvirkning fra jordskjelv gjennom uelastisk oppførsel... Konstruksjoner som dimensjoneres i samsvar med prinsipp b), skal tilhøre duktilitetsklasse DCM eller DCH. Disse klassene tilsvarer økt evne hos konstruksjonen til å absorbere energi i plastiske mekanismer*, NS-EN 1998-1, pkt.6.1.2. Dimensjonering av konstruksjoner for DCM krever at ett eller flere forhold (rotasjonskapasitet til knutepunktet og tverrsnittsklasse) i hht. Jordskjelvstandarden oppfylles.

I tillegg til kravene (forholdene) nevnt over, stiller standarden krav til materialer som brukes for primære og sekundære konstruksjonsdeler. Materialeegenskaper som flytespenning og seighet, skal være som forutsatt slik at energiabsorberende soner danner seg som planlagt. Det kan oppnås ved å dimensjonere de elastiske områdene (ikke energiabsorberende områder) med overstyrke, slik at de plastiske områdene (energiabsorberende områder) med sikkerhet danner seg. Standarden gir tre alternative måter for å oppnå dette:

- a) Energiabsorberende soner skal ha en maksimal flytespenning  $f_{y,max} \leq 1,1 \gamma_{ov} f_y$ , der  $f_y$  er nominelle flytespenning og  $\gamma_{ov}$  er overstyrkefaktor ( $\gamma_{ov} = 1,25$ ).
- b) Dimensjoneringen utføres slik at en øvre verdi av spenningen  $f_{y,max}$  spesifiseres for stålet i energiabsorberende soner, samtidig som en høyere verdi for  $f_y$  spesifiseres for de ikke-energiabsorberende sonene og knutepunktene. Betingelsen innebærer at det brukes stålkvalitet S235 i energiabsorberende soner og stålkvalitet S355 i ikke-energiabsorberende soner.

- c) Tredje alternativet er basert på den faktiske flytespenningen  $f_{y,act}$  for stålet, som bestemmes fra målte verdier for hver energiabsorberende sone. Denne metoden kan for eks. anvendes for eksisterende bygninger. Følgende betingelser må oppfylles ( $f_{y,act}/f_y \leq \gamma_{ov} = 1,25$ ).

### 8.3.2.1 Type bæresystemer og konstruksjonsfaktor for stålbygninger

Ut i fra hovedbæresystemets oppførsel under seismiske påkjenninger, skal stålbygninger klassifiseres i en av følgende bæresystemtyper, (NS-EN 1998-1, pkt.6.3.1):

- Momentstive rammer;
- Bæresystemer med konsentriske avstivninger;
- Rammer med eksentriske avstivninger;
- Omvente pendelkonstruksjoner;
- Konstruksjoner med betongsjakter eller betongvegger;
- Momentstive rammer kombinert med konsentriske avstivninger;
- Momentstive rammer kombinert med utmurte eller utstøpte vegger.

Konstruksjonsfaktoren  $q$  som tar hensyn til konstruksjonens energiabsorpsjonsevne (ved absorbering og fordeling av energien) fastsettes på grunnlag av konstruksjonens global avstivningssystem. For systemer som er regulær i oppriss bør referanseverdiene for konstruksjonsfaktor  $q$  gitt i tabell 8.2 benyttes (duktilitetsklasse DCH brukes ikke for Norge).

Tabell 8.2. Øvre grense av referanseverdien for konstruksjonsfaktor, (NS-EN 1998-1). DCH benyttes ikke i Norge

TYPE BÆRESYSTEM	Duktilitetsklasse	
	DCM	DCH
a) Momentstive rammer	4	$5\alpha_1/\alpha_1$
b) Bæresystemer med konsentriske avstivninger		
Diagonale avstivninger	4	4
V-avstivninger	2	2,5
c) Rammer med eksentriske avstivninger	4	$5\alpha_1/\alpha_1$
d) Omvendt pendel	2	$2\alpha_1/\alpha_1$
e) Konstruksjoner med betongsjakter eller betongvegger	Se kapittel 5	
f) Momentstive rammer med konsentrisk avstivning	4	$4\alpha_1/\alpha_1$
g) Momentstive rammer med utmurte eller utstøpte veggfelt		
Betong- eller murvegg uten forbindelse, i kontakt med rammen	2	2
Forbundet veggfelt av armert betong	Se kapittel 7	
Veggfelt som er isolert fra den momentstive rammen (se momentstive rammer)	4	$5\alpha_1/\alpha_1$

Øvre grense for konstruksjonsfaktor  $q$  gitt i tabell 8.2, gjelder for konstruksjoner som er regulære i oppriss. Ved ikke-regularitet i oppriss, bør de øvre grenseverdiene reduseres med 20%. I den rapporten er det kun bæresystemer av type a og b behandlet, dvs. type bæresystemer som er mest vanlig for bygninger i Norge.

### 8.3.2.2 Dimensjoneringskriteriene

Dimensjoneringskriteriene for energiabsorberende konstruksjoner anses å være oppfylt hvis dimensjonering og detaljering av konstruksjonsdelene og knutepunktene er utført i samsvar med regler i NS-EN 1998-1, kap.6.5. Energiabsorberende soner skal dimensjoneres slik at flyting eller lokal knekking ikke påvirker konstruksjonens samlede stabilitet. Standarden krever at energiabsorberende soner skal plasseres i konstruksjonsdeler eller knutepunkter som har tilstrekkelig duktilitet og kapasitet. Tilstrekkelig lokal duktilitet i de kritiske områdene sikres ved å begrense konstruksjonsdelens tverrsnittsklasse (se NS-EN 1993-1-1, kap.5.5), dvs. tverrsnittets evne til plastifisering under trykk- eller bøyebelastning. Avhengi av duktilitetsklasser og konstruksjonsfaktoren  $q$  som brukes ved dimensjoneringen av energiabsorberende konstruksjonsdeler, er kravene til tverrsnittsklasse gitt i tabell 8.3 (duktilitetsklasse DCH brukes ikke for Norge).

Tabell 8.3. Krav til tverrsnittsklasse for energiabsorberende konstruksjonsdeler, (NS-EN 1998-1)

Duktilitetsklasse	Referanseverdi av konstruksjonsfaktor $q$	Tverrsnittsklasse som kreves
DCM	$1,5 < q \leq 2,0$	klasse 1, 2 eller 3
	$2,0 < q \leq 4,0$	klasse 1 eller 2
DCH	$q > 4,0$	klasse 1

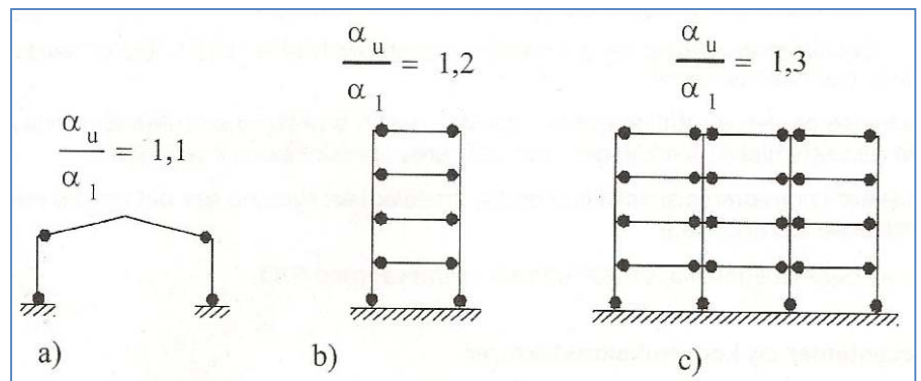
### 8.3.2.3 Momentstive rammer – dimensjonering og detaljering

I konstruksjoner som avstives av momentstive rammer blir ytre påkjenninger hovedsakelig overført som bøyemomenter i konstruksjonsdeler (se figur 8.9). Konstruksjonen utformes og detaljeres slik at det danner seg plastiske ledd i bjelker nær bjelke-søyle knutepunkter og ikke i søyler (bortsett for ved foten av søylen og i øverste etasje). For stålkonstruksjoner som avstives av momentstive stålrammer kan konstruksjonsfaktoren  $q$  velges opp til 4,0. Den sier i seg selv at momentstive rammer har stor evne til å absorbere energi ved sykliske bøyninger i de plastiske leddene. Plasseringer og rotasjonen i disse plastiske leddene som også gir kompatible deformasjonsmekanismer planlegges på forhånd ved detaljering av knutepunktene.

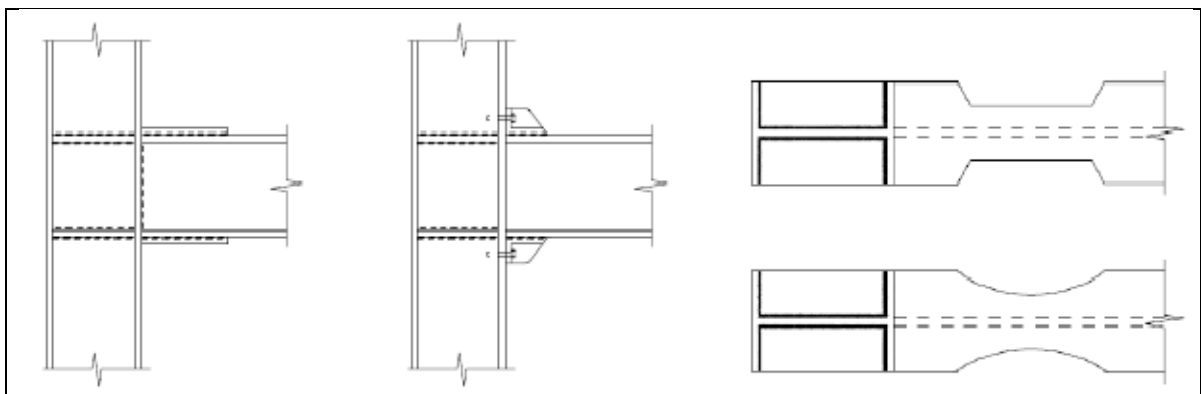
Lokalisering av plastisk ledd bort fra søylen kan gjøres enten ved forsterkning av søyle-bjelke forbindelsen eller ved å utforme bjelkene med svakere tverrsnitt i områder nær knutepunkt der

leddet kan danne seg. Eksempel på hvordan kritiske områdene kan svekkes eller forsterkes er vist i figur 8.10 (se også kapittel 7.2.6.1).

Figur 8.9. Momentstive rammer (energiabsorberende soner i bjelker og ved foten av søyler). Standardverdier for  $\alpha_u/\alpha_1$  gjelder for DCH og er ikke aktuelt i Norge, (NS-EN 1998-1).



Påvisning av kapasitet for bjelker og søyler utføres for mest ugunstig lastkombinasjon i samsvar med NS-EN 1993.



Figur 8.10. Typiske knutepunktutforming for å kontrollere område av plastisk ledd, (Veileder, 2010).

**Bjelker:** I hht standarden pkt.6.6.2, skal det ved plastisk ledd påvises at den plastiske momentkapasiteten og rotasjonskapasiteten ikke reduseres på grunn av trykk- eller skjærkrefter. På steder der det forventes å danne plastisk ledd skal følgende betingelser være oppfylt:

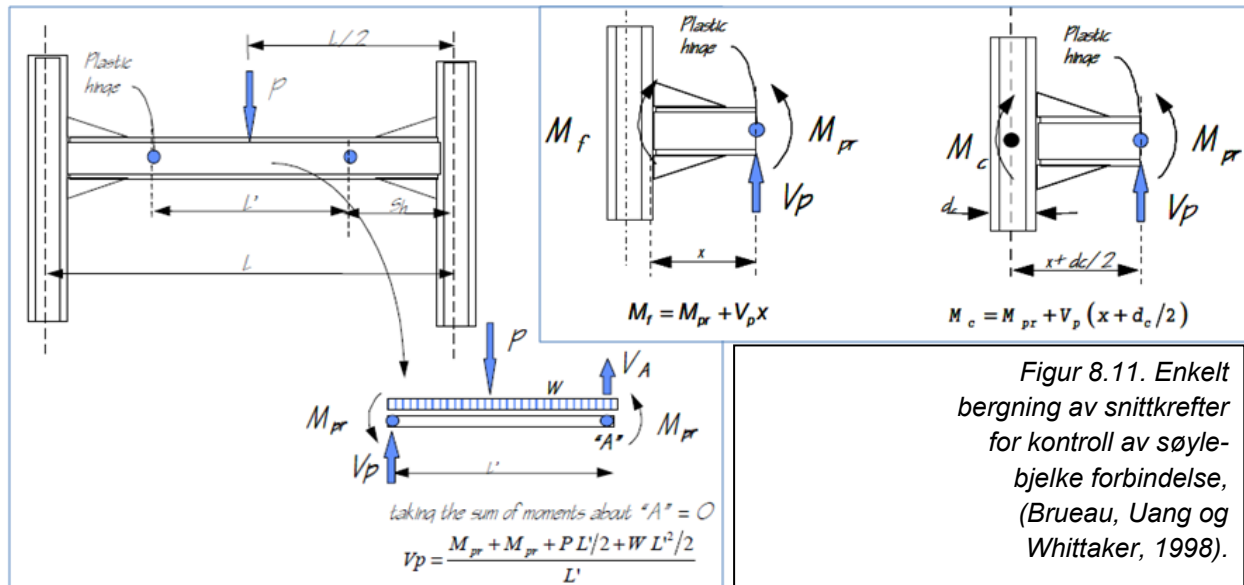
$$M_{Ed}/M_{pl,Rd} \leq 1,0; \quad N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15; \quad V_{Ed}/V_{pl,Rd} \leq 0,5 \quad n.8$$

der  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ , og  $V_{Ed}$  er dimensjonerende aksialkraft, bøyemoment og skjærkraft,  $N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ , og  $V_{pl,Rd}$  er tverrsnittskapasitet i samsvar med NS-EN 1993. Her bør det nevnes at i skjærkraften  $V_{Ed}$  er inkludert bidraget fra ytre last og bidrag som følge av de plastiske momentene. Lastvirkning på en søyle-bjelke forbindelse kan enkelt beregnes ved likevektbetraktning som vist på figur 8.11 (se også kapittel 7.2).

**Søyler:** Dimensjonering av trykkpåkjennte søyler utføres for den mest ugunstige lastsituasjon, ved å ta hensyn til aksialkrefter og momenter. Følgende betingelser bør være oppfylt:

$$M_{Ed}=M_{Ed,G}+1,1\gamma_{ov}\Omega M_{Ed,E}; \quad N_{Ed}=N_{Ed,G}+1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E}; \quad V_{Ed}=V_{Ed,G}+1,1\gamma_{ov}\Omega V_{Ed,E} \quad 8.9$$

der  $N_{Ed,G}$ , ( $M_{Ed,G}$ , og  $V_{Ed,G}$ ) er trykk-kraft (henholdsvis moment og skjærkraft) i søylen som følge av ikke-seismiske påvirkninger,  $\gamma_{ov}$  er overstyrkefaktor og  $\Omega$  er forholdet mellom den plastiske momentkapasiteten og den tilhørende dimensjonerende verdien av momentet ( $\Omega = M_{pl,Rd} / M_{Ed}$ ).  $N_{Ed,E}$ , ( $M_{Ed,E}$ , og  $V_{Ed,E}$ ) er trykk-kraft (henholdsvis moment og skjærkraft) i søylen som følge av den dimensjonerende seismiske påvirkningen.



Videre skal søylens skjærkraft  $V_{Ed}$  fra analysen ikke overskride  $0,5 V_{pl,Rd}$ . I knutepunkter (søyle-bjelke forbindelser) skal den dimensjonerende skjærkraften fra analysen  $V_{wp,Ed}$  ikke overskride skjærkraftkapasiteten i søylens/bjlkens steget  $V_{wp,Rd}$ . Stegets kapasitet mot knekking pga. skjær påvises etter NS-EN 1993-1, kap.5.

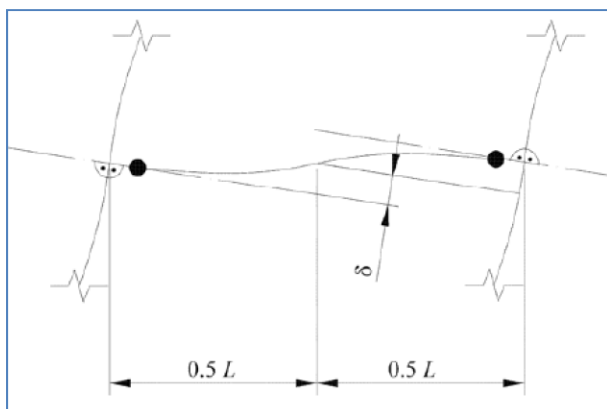
**Forbindelser:** Momentstive rammer utformes slik at energien vanligvis absorberes i bjelkene (se figur 8.11). I slike tilfeller bør knutepunktene mellom søylene og bjelkene dimensjoneres for en grad av overstyrke, dvs. selve knutepunktet er ikke-energiabsorberende og oppfører seg elastisk som gjør det mulig at de plastiske områdene med sikkerhet danner seg ved seismiske påkjenninger. Sveiseforbindelser som er laget ved full gjennomsveising av buttsveiser kan anses å tilfredsstillere overstyrkekravet. Kilsveiste- og skruetforbindelser bør tilfredsstillere følgende uttrykk:

$$R_d \geq 1,1\gamma_{ov} R_{yf} \quad 8.10$$

Der  $R_d$  er kapasiteten i forbindelsen i samsvar med NS-EN 1993-1, og  $R_{yf}$  er den plastiske kapasiteten til en energiabsorberende konstruksjonsdel basert på materialets flytespenning, som definert i NS-EN 1993, og  $\gamma_{ov}$  er overstyrkefaktor.

Knutepunktet skal være slik dimensjonert slik at rotasjonskapasiteten  $\theta_p$  i område med plastisk ledd er minst 25 mrad for konstruksjoner i duktilitetsklasse DCM med  $q > 2$  (minst 35 mrad for

konstruksjoner i duktilitetsklasse DCH). Uavhengig av den tiltenkte plasseringen av den



energiabsorberende sonen, bør rotasjonskapasiteten  $\theta_p$  (i områder med plastiske ledd) sikres under sykliske belastninger uten at kapasiteten eller stivheten reduseres med mer enn 20%.

Figur 8.12. Nedbøyning av bjelke for beregning av  $\theta_p$ , (NS-EN 1998-1).

Rotasjonen  $\theta_p$  kan beregnes av følgende uttrykk:

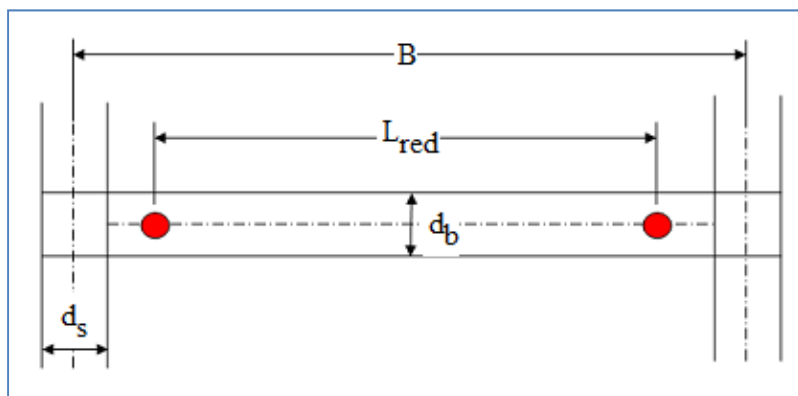
$$\theta_p = \delta / 0,5L$$

8.11

$\delta$  er bjelkens nedbøyning i midtsonen, og  $L$  er bjelkens spennvidde (se figur 8.12).

I denne rapporten er det ikke utført noe konkret beregningsdokumentasjon for energiabsorberende momentstive rammesystemer. Derfor velger jeg å vise ved et kort eksempel på hvordan man enkelt kan kontrollere  $\theta_p$  for energiabsorberende rammesystemer etter NS-EN 1998-1, kap.6.6.4.

### Eksempel 8.1 – Beregning av rotasjonen $\theta_p$



I figur 8.13 er vist et idealisert momentstiv rammesystem med plastisk ledd (energiabsorberende soner) på bjelke. Vi skal kontrollere redusert rotasjonskapasiteten  $\theta_p$  i hht NS-EN 1998-1, pkt.6.6.4.

Figur 8.13. Idealisert momentstiv rammesystem) for beregning av  $\theta_p$ .

Geometri og forutsetning:

Bredde fra c/c søyle:  $B = \text{antar} = 6000 \text{ mm}$

Søylebredde og bjelkebredde:  $d_s = 500 \text{ mm}$   $d_b = 400 \text{ mm}$

Reduserende lengde:  $L_{\text{red}} = B - d_s - d_b = 6000 - 500 - 400 = 5100 \text{ mm}$

Antar at bjelketverrsnitt oppfyller plastifiseringskravene, dvs. velger  $\theta_p = 15 \cdot \theta_{ei}$  i beregningene under.

Reduserende rotasjonskapasitet for flytespenning:  $f_{355} := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$$\varepsilon_{el} := \frac{f_{355}}{E_s} \quad \varepsilon_{el} = 0.169\% \quad e := \varepsilon_{el} \cdot d_b \quad e = 0.676\text{mm}$$

$$\theta_{el} := \frac{e}{0.5 \cdot d_b} \quad \theta_{el} = 3.4\text{mrad} \quad \theta_{pl} := 15 \cdot \theta_{el} \cdot 0.8 \quad \theta_{pl} = 40.6\text{mrad}$$

$$\delta_p := \frac{L_{red}}{2} \cdot \theta_{pl} \quad \delta_p = 103.5\text{mm} \quad \theta_p := \frac{\delta_p}{0.5 \cdot B} \quad \theta_p = 34.5\text{mrad}$$

Krav til rotasjon  $\theta_p$ :  $\text{krav}_{\theta_p} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } \theta_p > 25\text{mrad} \\ \text{"IKKE OK!"} & \text{otherwise} \end{cases}$   $\text{krav}_{\theta_p} = \text{"OK!"}$

Reduserende rotasjonskapasitet for flytespenning:  $f_{235} := 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$$\varepsilon_{el} := \frac{f_{235}}{E_s} \quad \varepsilon_{el} = 0.11\% \quad e := \varepsilon_{el} \cdot d_b \quad e = 0.448\text{mm}$$

$$\theta_{el} := \frac{e}{0.5 \cdot d_b} \quad \theta_{el} = 2.24\text{mrad} \quad \theta_{pl} := 15 \cdot \theta_{el} \cdot 0.8 \quad \theta_{pl} = 26.9\text{mrad}$$

$$\delta_p := \frac{L_{red}}{2} \cdot \theta_{pl} \quad \delta_p = 68.5\text{mm} \quad \theta_p := \frac{\delta_p}{0.5 \cdot B} \quad \theta_p = 22.8\text{mrad}$$

Krav til rotasjon  $\theta_p$ :  $\text{krav}_{\theta_p} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } \theta_p > 25\text{mrad} \\ \text{"IKKE OK!"} & \text{otherwise} \end{cases}$   $\text{krav}_{\theta_p} = \text{"IKKE OK!"}$

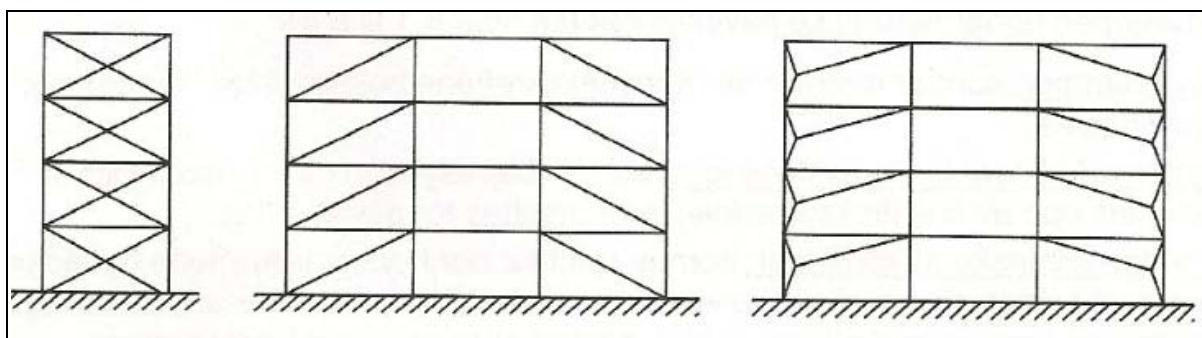
For flytespenning  $f_y = 235$  MPa er rotasjonskravet ikke tilfredsstillt, men ligger veldig nær rotasjonskravet (Reduksjon av bjelkebredde ved flyteledd blir for stor). For flytespenning  $f_y = 355$  MPa er rotasjonskravet tilfredsstillt.



### 8.3.2.4 Bæresystemer med konsentriske avstivninger – dimensjonering og detaljering

I konstruksjoner som avstives med konsentriske avstivningssystemer blir horisontallasten hovedsakelig tatt opp av strekkdiagonalene (se figur 8.14). Dimensjoneringen av disse systemene beskrives slik, "Konsentriske avstivede bæresystemer skal dimensjoneres slik at flytingen av strekkdiagonalene skjer før det oppstår brudd i knutepunktene og før flyting eller knekking av bjelker eller søyler, (NS-EN 1998-1, kap.6.7.1). Strekkdiagonalene kommer i plastisk strekk og på den måten danner stålrammen ønsket plastisk mekanisme. Følgende forhold må ivaretas i en slik duktil mekanisme, RIF 2010, kap.12.10:

- Bare søyler og bjelker bidrar til opptakk av gravitasjonslastene
- Søylene må forbli i elastisk område og ikke knekke ut.
- Strekkdiagonalene må plasseres slik at alle etasjene blir omtrent like energiabsorberende.
- Diagonalene må ha samme kraft-deformasjonskarakteristikk for begge retninger av seismisk påkjenning.
- Bare strekkstavene bidrar til energiabsorpsjon.



Figur 8.14. Bæresystemer med konsentriske diagonal avstivninger (energiabsorberende soner bare i strekkdiagonalene, (NS-EN 1998-1).

De mest vanlige avstivningssystemer for bygninger i Norge er de to første alternativene vist på figur 8.14. Konsentriske avstivningssystemer har stor evne til å absorbere energi ved sykliske påkjenninger. For stålkonstruksjoner som avstives med konsentriske avstivningssystemer kan konstruksjonsfaktoren  $q$  velges mellom 2,0 og opp til 4,0 (for konsentriske V-avstivninger kan konstruksjonsfaktoren  $q$  høyest være 2,0).

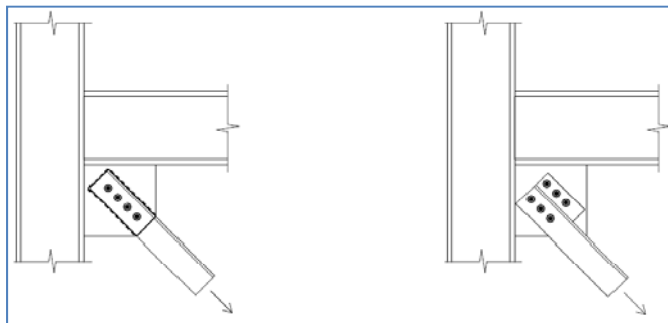
Dimensjonering og detaljering av systemer med konsentriske avstivningsdiagonaler skal utføres i samsvar med NS-EN 1998-1, kap.6.7. Standarden stiller krav til slankhet for diagonaler som brukes i avstivningssystemer (se også kap.7.2.6.2). I avstivningssystemer med X-diagonaler bør slankheten  $\bar{\lambda}$ , som er definert i NS-EN 1993-1-1, begrenses til  $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$ . I systemer der diagonalene ikke er plassert som X-diagonaler (se figur 8.14), bør slankhetsgrensen  $\bar{\lambda}$  være mindre eller lik 2,0. Forbindelsene mellom diagonalene og andre konstruksjonsdeler skal dimensjoneres med overstyrke, der diagonalens strekkapasitet forutsettes å være lik flytekapasiteten  $N_{pl,Rd}$ .

Bjelker og søyler i konsentriske avstivningssystemer bør oppfylle følgende krav til minste kapasitet:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} \quad 8.12$$

der  $N_{pl,Rd}(M_{Ed})$  er kapasiteten mot knekking til bjelken eller søylen i hht NS-EN 1993-1, ved hensynstaking til iterasjonen med bøyemoment  $M_{Ed}$  definert som dens dimensjonerende verdi i den seismiske dimensjonerende situasjonen,  $N_{Ed,G}$  og  $N_{Ed,E}$  er aksialkraft i bjelken eller søylen som følge av ikke-seismisk påvirkning henholdsvis dimensjonerende seismisk påvirkning,  $\gamma_{ov}$  er overstyrkefaktor (anbefales  $\gamma_{ov} = 1,25$ ) og  $\Omega$  er forholdet mellom den plastiske aksialkraftkapasitet og tilhørende dimensjonerende verdien av aksialkraft ( $\Omega = N_{pl,Rd}/N_{Ed}$ ). For å sikre lik energiabsorpsjonsoppførsel i diagonalene bør differansen mellom største og minste verdi av  $\Omega$  ikke være større en 25%.

For å sikre at energiabsorberende soner (i strekkdiagonalene) skal plastifiseres som forutsatt må ikke-energiabsorberende soner (innfestningen, se figur 8.15) dimensjoneres med overstyrke, dvs. forbli i det elastiske området. Det kan gjøres ved å forsterke strekkdiagonalene og skrue- eller



sveiseforbindelsen inn mot knutepunktet. Eksempel på typiske DCM forbindelser er vist på figur 8.15.

*Figur 8.15. Typiske knutepunktutforming for en DCM-forbindelse av duktil diagonal til forsterket knutepunkt, (Veileder, 2010).*

## REFERANSER

- [1] Eurokode 8, NS-EN 1998-1:2004+NA:2008. *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. Norge: Standard Norge.
- [2] RIF, 2010. *Dimensjonering for jordskjelv: Veileder til NS3491-12 Laster fra seismiske påvirkninger*. Oslo: Rådgivende Ingeniørers Forening (RIF).
- [3] RIF Kursmateriell, 2010. *Kursmateriell 2010. Jordskjelvkurs 12-13 oktober 2010*. Oslo: Rådgivende Ingeniørers Forening (RIF).
- [4] Eurokode 2, NS-EN 1992:2004+NA:2008. *Eurokode 8: Prosjektering av betongkonstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. Norge: Standard Norge.
- [5] Eurokode3, NS-EN 1993-1-(1-6):2005+NA:2008 (NS-EN 1993). *Eurokode 8: Prosjektering av stålkonstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. Norge: Standard Norge.
- [6] Villaverde. 2009. *Fundamental Concepts of Earthquake Engineering*. CRC Press. Taylor & Francis Group. London. UK.
- [7] Chopra, Anil K. 2001. *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*. Second edition. New Jersey: Person Education, Prentice Hall.

## 9 Detaljert beregningseksempel – dimensjonering for DCM og DCL

### 9.1 Generelt

Konstruksjonen som vurderes i denne oppgaven skal oppføres i Bergen. Bygningen skal hovedsakelig kontrolleres for seismiske påvirkninger.

Valgt konstruksjon er et boligbygg i tre etasjer. Bygningen skal analyseres og kontrolleres for to typer bæresystem; 1) Bæresystem med konsentriske avstivninger (for stålkonstruksjon) og 2) Bæresystem med duktile veggssystemer (for betongkonstruksjon). Dimensjonering utføres for lav duktilitet (DCL) og middels duktilitet (DCM).

Konstruksjonen oppføres på grunntype A, fjell eller fjell-lignende geologisk formasjon, medregnet høyst 5m svakere materiale på overflaten, som er høyst aktuelt for Bergensområdet. Den gir ikke noe forsterkning av seismiske lastvirkninger (for andre typer grunn må forsterkning pga. lokale grunnforhold ivaretas). Bygget plasseres bevisst på grunntype A for å få minst mulig differanse mellom seismisk og vindlast.

### 9.2 Innledning

I denne oppgaven utføres en forenklet kvalitativ kontroll av de mest kritiske konstruksjons-elementer som identifiseres i analysen. Eventuelle kostnadsbesparelser som kan oppnås ved å benytte DCM-dimensjoneringsprinsippet i hht. NS-EN 1998-1 er av stor interesse og omhandles derfor i oppgaven. Primære komponenter som inngår i selve avstivningssystemet blir dimensjonert. Sekundære konstruksjonsdeler som bærer gravitasjonslast (konstruksjonsdeler som ikke bidrar til horisontalavstivning) omhandles ikke i oppgaven.

Kritiske snitt dimensjoneres både for en konstruksjon med lav duktilitet (DCL) og middels duktilitet (DCM). Dimensjonering for lav energiabsorpsjon (DCL) og middels energiabsorpsjon (DCM) utføres på grunnlag av elastisitetsteori og plastisitetsteori som er drøftet i kapittel 7 og 8, samtidig som alle relevante standarder for laster, dimensjonering etc. blir fulgt. Resultatene fra overnevnte dimensjoneringsprinsipper benyttes videre som grunnlag for sammenligning av materialkostnader som presenteres på slutten av dette kapitlet.

I dette kapitlet er det kun vist et beregningssammendrag som gir dimensjoneringsprinsipper, forutsetninger og ferdige resultater uten å vise detaljert dimensjoneringsfremgang. Detaljerte beregninger er presentert i vedlegg og henvises til underveis i dokumentet.

Dette kapitlet er oppbygget litt annerledes enn foregående kapitler. Det er tatt utgangspunkt i et standardisert beregningsdokument som brukes av Smidt & Ingebrigtsen A/S og modifisert til denne oppgaven (det er utført relativt store endringer i avsnittrekkefølge og innhold). Det bør legges merke til at referanser (relevante standarder som brukes for dimensjonering) og forutsetninger kommer i første delen av dokumentet (det er tradisjonelt for beregningsdokumenter).

### 9.3 Referanser

NS-EN 1990:2002+NA:2008	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
NS-EN 1991-1-1:2002+NA2008	Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger
NS-EN 1991-1-2:2002+NA2008	Laster på konstruksjoner - Del 1-2: Allmenne laster på konstruksjoner ved brann
NS-EN 1991-1-3:2002+NA2008	Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Snølaster
NS-EN 1991-1-4:2002+NA2008	Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Vindlaster
NS-EN 1991-1-7:2002+NA2008	Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Ulykkeslaster
NS3465	Utførelse av betongkonstruksjoner. Allmenne regler.
NS-EN 1090-1	Utførelse av stålkonstruksjoner og aluminiumkonstruksjoner - Del 1: Krav til samsvarsvurdering av lastbærende komponenter
NS-EN 1090-2:2008	Utførelse av stålkonstruksjoner og aluminiumkonstruksjoner - Del 2: Tekniske krav til stålkonstruksjoner
NS-EN 1992-1-1:2004+NA2008:	Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
NS-EN 1993-1-(1-6):2005+NA2008:	Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
NS-EN1997	Geoteknisk prosjektering

## BEREGNINGSPROGRAMMER:

### Autodesk Robot Structural Analysis Professional (ARS):

*Autodesk Robot Structural Analysis Professional er et samspillende, allsidig og raskt verktøy som vil hjelpe deg å optimalisere og rasjonalisere ditt design. Programvaren muliggjør enkle og effektive analyser, også av ikke-lineære systemer. Autodesk Robot Structural Analysis Professional byr på integrert dimensjonering av armerte betongkonstruksjoner, stålkonstruksjoner og trekonstruksjoner, med moduler basert på mange internasjonale standarder. Dette bidrar til å forenkle designprosessen og hjelper deg å velge, validere og optimalisere konstruksjonselementer.*

Mer om produktinformasjon, se:

<http://www.autodesk.no/adsk/servlet/pc/index?siteID=446819&id=14539575>

### Mathcad (MCD):

*Mathcad har et enkelt arbeidsmiljø for rask innskriving av tekst og matematiske uttrykk, med aktive beregninger som oppdateres i det samme du har skrevet inn et nytt uttrykk eller forandret på eksisterende parameterverdier. Mathcad gir en øket effektivitet, mer stabil utførelse av beregninger og høyere produktivitet.*

Mer om produktinformasjon, se:

<http://www.no.adeptnordic.com/products/mathsim/mathcad/>

## 9.4 Generelle krav til prosjektering

### 9.4.1 Bruksforutsetninger

Bygningen skal brukes til boligarealer.

Alle konstruksjoner blir prosjektert med levetid i henhold til NS3490, pkt dvs 50 år.

Betong: Eksponerings- og bestandighetsklasser for betong ihht NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008:

Utvendige synlige overflater: XF1, MF45, overdekning 25mm + tolleranse

Fundamenter: XC2, M45, overdekning 40mm + tolleranse

Innvendig: XC1, M45, overdekning 25mm + tolleranse

Toleranser = +/-10mm ihht NS3465:2003 pkt 11.6 s28 for tverrsnittstykkelser > 250mm.

Rissviddekrav  $w_{maks}$  = ihht NS-EN 1992, tab 7.1N (s117)

Stål: Korrosjonskategori og holdbarhetsklasser for stål ihht NS3464:

Utvendig: C4 / H

Innvendig: -

Bruks-kategori (service-categories) ihht NS-EN 1090-2:2008, annex B s 112 tabell B.1: SC1 pga vanlig bygning uten spesiell dynamisk lastpåvirkning og i område med lav seismisk aktivitet.

Produksjonskategori (production category) ihht NS-EN 1090-2:2008, annex B s 112 tabell B.2: PC2 pga sveiste konstruksjoner.

Utførelses-klasse fremkommer av tabell B3. Med SC1 og PC2 blir klassen EXC2 for både konsekvens-klasse CC1 og CC2. Konsekvensklasse CC2 brukes her.

### 9.4.2 Pålitelighetsklasse

NS-EN 1990:2002/NA2008, nasjonalt tillegg NA, tabell NA.A1(901) s 4, se og pkt B3.1 og pkt B3.2 s46-47:

Boligbygg, Konsekvensklasse CC2 = Pålitelighetsklasse RC = 2.

Velges for hele bygget.

### 9.4.3 Prosjekteringskontroll

NS-EN 1990:2002+NA:2008

Prosjekteringskontrollklasse ihht pkt B4: -klasse DSL2 velges pga klasse RC2 over. Dvs normal kontroll.



#### 9.4.4 Kontroll og utførelse

NS-EN 1990:2002+NA:2008

Utførelseskontrollform ihht pkt B.5: klasse IL2 pga klasse RC2 over. Dvs normal kontroll

Kontrollplan, områder som er særlig viktige for utførelsen:

Betongkonstruksjoner: Fundamenter – utførelse underlag.

Plassering fotplater for søyler.

Forbindelser, plassering av stålsøyler.

Stålkonstruksjoner: Diagonaler – innfesting til knutepunkt og forbindelsene generelt

#### 9.4.5 Grunntrykk/Bæreevne

Byggegrunnen antas å bestå av sprengsteinmasser (god kvalitet, fyllingshøyde ca.1,0m over fjell).

Det antas at sprengstein tåler trykk på ca 1000kN/m<sup>2</sup>.

Brann og Bygningsfysikk er ikke vurdert i denne oppgaven

Lastfaktorer ihht NS-EN 1990:2002+NA:2008 s 40-42 og sNA2-3:

## 9.5 Materialfaktorer og materialfasthet

Seismiske laster er kategorisert som ulykkeslaster. Ved dimensjonering for middels duktilitet (DCM) prinsippet, gjelder tilleggsbestemmelser i hht NS-EN 1998-1, kap. 5 til 9, (se kap.5.3.1). For påvisning av sikkerhet skal disse partialfaktorene  $\gamma_C$ ,  $\gamma_S$ ,  $\gamma_{Mi}$  etc. fra materialstandardene for hvert material benyttes. Materialfaktorer for betong og stål er gitt i Tabell 9.1-1/2/3.

### 9.5.1 Materialfaktorer

Tabell 9.1-1 – Materialfaktorer for betong og armering (se også NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 tabell NA.2.1N sNA2; NS-EN 1998-1 tabell NA5.(901)).

	Betong ( $\gamma_C$ )		Armeringsstål ( $\gamma_S$ )	
Vedvarende og forbigående	1,5		1,15	
Utmatting	1,5		1,15	
Ulykkes- situasjon	1,0 (DCL)	1,2 for (DCM)	1,0 for (DCL)	1,2 for (DCM)
Bruksgrense (pkt NA.2.4.2.4(2) sNA3)	1,0		1,0	

Tabell 9.1-2 – Materialfaktorer for konstruksjonsstål (se også NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 pkt 6.1 s45 og pkt NA 6.1 sNA2; NS-EN 1998-1 pkt.6.1.3).

Konstruksjonsstål	Ordinær bruddgrensetilstand	Ulykkes- og utmatningsgrensetilstand		Bruksgrensetilstand
Tverrsnittskap uansett tverrsnittsklasse $\gamma_{M0}$	1,05	1,0 (DCL)	1,1 (DCM)	1,00
Stavers kapasitet mot instabilitet påvist for hele staven, $\gamma_{M1}$	1,05	1,0 (DCL)	1,1 (DCM)	1,00
Tverrsnittskapasitet mot brudd for strekkpåkjenning $\gamma_{M2}$	1,25	1,0 (DCL)	1,1 (DCM)	1,00

Tabell 9.1-3 – Materialfaktorer for stålforbindelser (se også NS-EN 1993-1-8:2005/NA:2009 pkt 2.2 s18 og pkt NA 2.2 sNA1).

Konstruksjonsstål	( $\gamma_S$ )
Kapasitet for skruer, nagler, bolter i bolteledd, sveis, hulkanttrykk ( $\gamma_{M2}$ )	1,25
Friksjonskapasitet, bruddgrense, ( $\gamma_{M3}$ )	1,25
Friksjonskapasitet, bruksgrense, ( $\gamma_{M3,ser}$ )	1,1
Kapasitet for hullkantrykk for injeksjonsskrue, ( $\gamma_{M4}$ )	1,0
Kapasitet for knutepunkter i fagverk av hulprofiler, ( $\gamma_{M5}$ )	1,0
Kapasitet for bolter i bruksgrensetilstand, ( $\gamma_{M6,ser}$ )	
Forspenning av høfaste skruer, ( $\gamma_{M7}$ )	1,1

## 9.5.2 Materialer og materialegenskaper

For ikke-energiabsorberende konstruksjoner kan materialfasthet velges på grunnlag av materialstandardene for betong (NS-EN 1992-1-1) og stål (NS-EN 1993-1-1). For energiabsorberende konstruksjoner skal tilleggsbestemmelser i hht NS-EN 1998-1, pkt.5.3 (for betong) og NS-EN 1998-1, pkt. 6.2 (for konstruksjonsstål) tilfredstilles.

Materialer og tilhørende materialegenskaper for betong, armering og stål som er benyttet i denne oppgaven er gitt i Tabell 9.2-1/2/3.

Tabell 9.2-1 – Materialelegenskaper for betong B30 (se også NS-EN 1992-1, tabell 3.1, (for DCM gjelder NS-EN 1998-1, pkt. 5)):

	Karakteristisk verdi [N/mm <sup>2</sup> ]	Dimensjonerende verdi bruddgrense [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{ck}$ (karakteristisk sylindertykkfasthet etter 28 døgn)	30,0	$30,0/\gamma_c$
$f_{cd}$ (dimensjonerende betongtrykkfasthet) $\alpha_{cc}=0,85$	25,5	$25,5/\gamma_c$
$f_{ctk, 0,05}$ (karakteristisk betongtrekkfasthet)	2,0	
$f_{ctd}$ (dimensjonerende betongtrekkfasthet) $\alpha_{ct}=0,85$	1,70	$1,70/\gamma_c$
E-modul, $E_{cm}$ (Sekantmodul)	34 000	

Tabell 9.2-2 – Materialelegenskaper for armering, Klasse C, (se også NS-EN 1992-1, pkt.3.2, (for DCM gjelder NS-EN 1998-1, pkt. 5)):

	Karakteristisk verdi [N/mm <sup>2</sup> ]	Dimensjonerende verdi bruddgrense [N/mm <sup>2</sup> ]
Flytegrense, strekk og trykk	500	$500/\gamma_s$
E-modul	200 000	

Tabell 9.2-3 – Materialelegenskaper for stål (se også NS-EN 1993-1-1, tabell 3.1, (for DCM gjelder NS-EN 1998-1, pkt. 6.2)):

	$t \leq 40\text{mm}$		$40\text{mm} \leq t \leq 80\text{mm}$	
	Karakteristisk verdi [N/mm <sup>2</sup> ]	Dimensjonerende verdi [N/mm <sup>2</sup> ]	Karakteristisk verdi [N/mm <sup>2</sup> ]	Dimensjonerende verdi [N/mm <sup>2</sup> ]
Stålspenning S355	355	$355/\gamma_s$	335	$335/\gamma_s$
Stålspenning S235	235	$335/\gamma_s$	215	$215/\gamma_s$
E-modul	210 000		210000	

For betongkomponenter bruker vi samme materialer (betong og armeringsstål) for både energiabsorberende komponenter (soner) og for ikke-energiabsorberende komponenter, dvs. valgt betong og armeringsmaterial er i samsvar med NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1998-1.

Valgt betongkvalitet bedre enn C16/20. Materialkrav (betong) etter NS-EN 1998-1, pkt. 5.4.1.1(1) er tilfredsstillt; Valgt armering klasse C, Materialkrav (armering) etter NS-EN 1998-1, pkt. 5.3.2(1) er tilfredsstillt.

For energiabsorberende konstruksjoner skal fordelingen av materialegenskaper i konstruksjonen, som flytespenning og seighet være slik at energiabsorberende soner danner seg som forutsatt. Ved dimensjonering av kritiske tverrsnitt for stålkonstruksjoner vil det være nødvendig med differensiering av materialets fasthet. Det innebærer at energiabsorberende konstruksjonsdeler (soner) utføres av materialer med lavere flytespenning enn ikke-energiabsorberende konstruksjonsdeler. Denne betingelsen fører normalt til bruk av stålkvalitet S235 for energiabsorberende konstruksjonsdeler og bruk av stålkvalitet S355 for ikke-absorberende konstruksjonsdeler og knutepunkter. Differensiering av flytespenning på konstruksjonsdeler sikrer at plastisk deformasjon og energiabsorpsjon skjer som forutsatt (se kapittel 8).

## 9.6 Analyse og Lastvirkning

### 9.6.1 Statisk system

Bygget modelleres som en rommelig model. Etasjeskillene består av betongdekke som er fritt opplagt på bjelker. Teoretisk bredde/spennvidde er 18m henholdsvis 20m (akseavstand varierer). Bygget består av tre etasjer med en etasjehøyde  $H_i=3\text{m}$ . Kraftfordeling og snittkrefter på enkelte komponenter beregnes ved hjelp av Autodesk Robot Structural (ARS) og forenklete metoder.

Bygget kontrolleres for to typer bæresystem: 1) bæresystem med konsentriske avstivninger (ståldiagonaler); 2) bæresystem med veggskivesystem (betongvegger). Avstivningselementer er plassert på byggets ytterste akse (se utvalgte plot på etterfølgende sider). Plasseringen gjøres bevisst for å ivareta jordskjelvstandardens kriterier for regularitet (se kapittel 5.7). Påvisning av konstruksjonens regularitet er vist på vedlegg A2.1.

#### Tverrsnitt:

Plasstøpt dekke (etasjeskiller + avretting),  $t=0,25+0,01=0,26\text{m}$ . Gulvets stivhet i plan er tilstrekkelig stor sammenlignet med sideveis stivhet, dvs. små deformasjoner av gulvet har liten innvirkning på fordeling av krefter på avstivningssystemet. For betongbygg med avstivningssystem bestående av veggskiver, skal veggens geometriske krav i hht. Jordskjelvstandarden overholdes (se kapittel 8).

Ved dimensjonering av stålkonstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL) skal de primære seismiske konstruksjonsdelene være av tverrsnittklasse 1, 2 eller 3. Valg av tverrsnittsklasse skal være i samsvar med Jordskjelvstandarden avhengig av referanseverdien for konstruksjonsfaktoren. Siden høyere verdier for konstruksjonsfaktor setter høyere krav til konstruksjonens duktilitet, setter den også strengere krav til tverrsnittsklasse. I denne oppgaven bruker jeg konstruksjonsfaktor  $q=1,5$  ved dimensjonering for DCL. Det fører til at tverrsnitt av klasse 1, 2 eller 3 skal anvendes. Ved dimensjonering av stålkonstruksjon med middels energiabsorpsjon (DCM), med en tilhørende konstruksjonsfaktor  $q=4$  må tverrsnitt av klasse 1 eller 2 anvendes (se kapittel 8.3.2).

I etterfølgende sider vises utvalgte plott for statisk system som er benyttet som grunnlag for dimensjonering. Ved modellering på Autodesk Robot Structural (ARS) er det utført noen geometriske forenklinger som ikke har noe praktisk betydning for de endelige resultater.

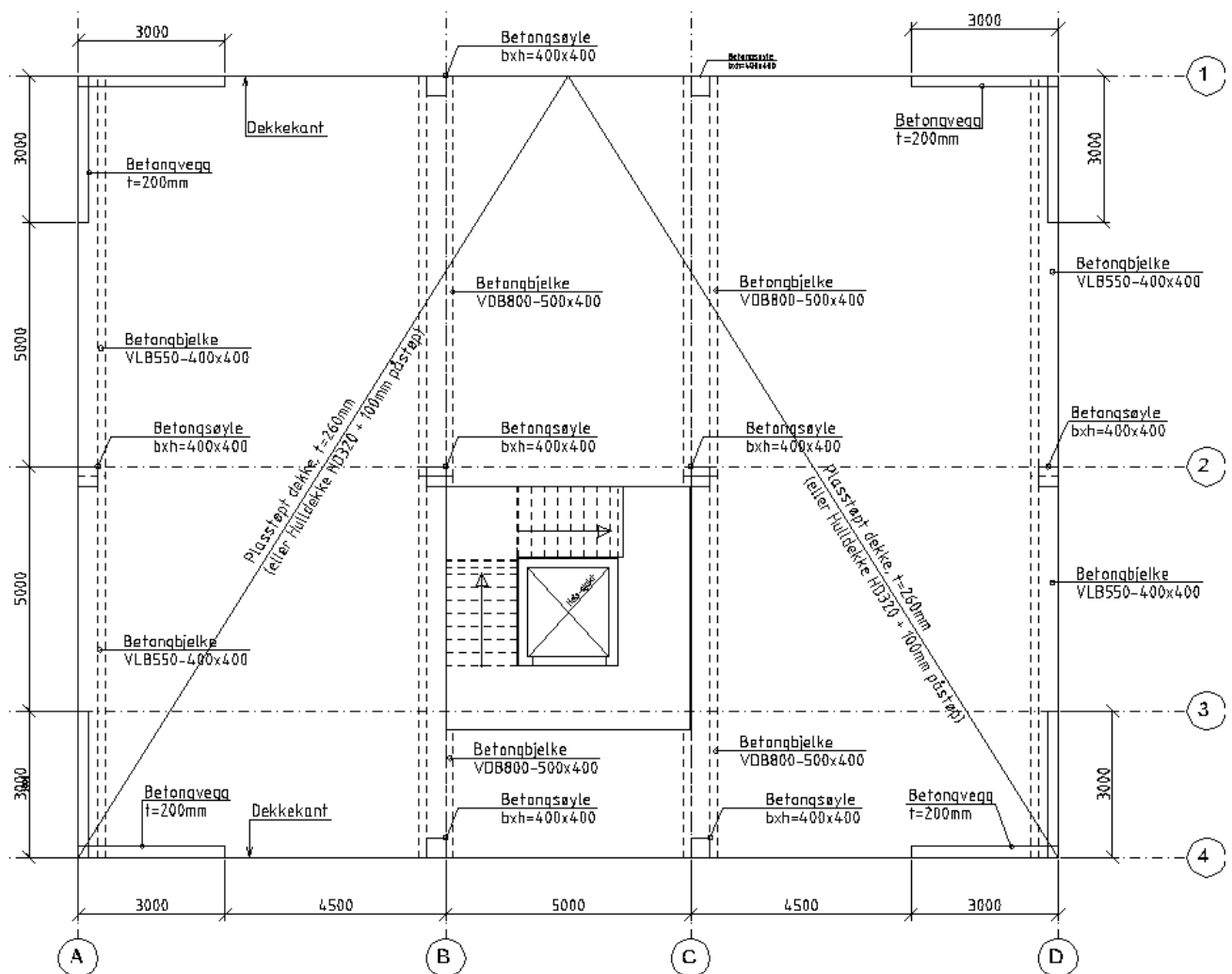
## UTTRYKK

I dette dokumentet brukes forkortelser for beregningsprogrammer:

ARS – Autodesk Robot Structural Analysis Professional 20011

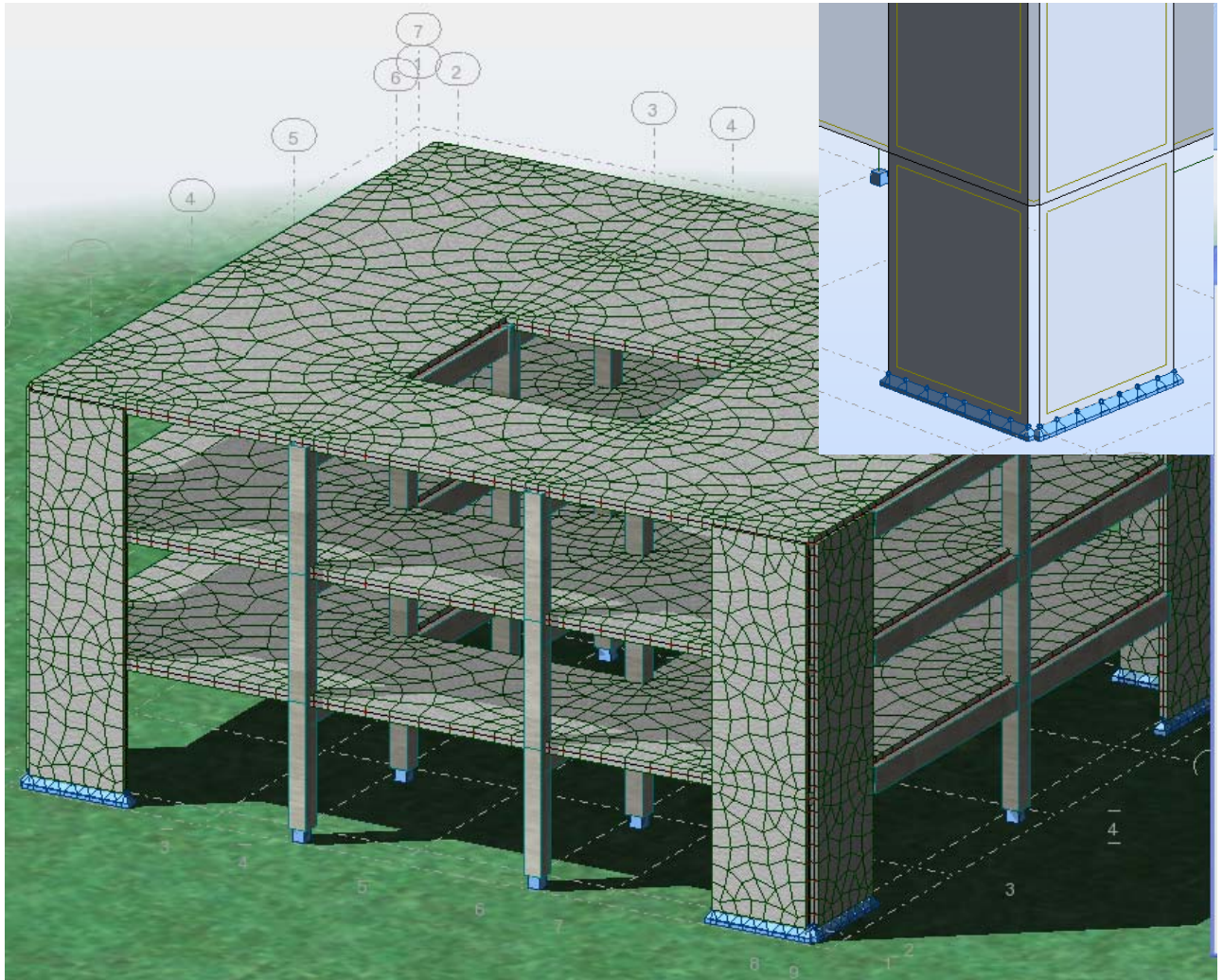
MCD – MathCad Professional

Plan av bygg med oversikt over plassering av konstruksjonens bæresystem for horisontal lastvirkning er vist på figur 9.1. Figur 9.1 viser plan for betongbygg. For stålkonstruksjoner er det benyttet samme plan, men veggskivene er erstattet med stålrammer (bæresystem med konsentriske avstivninger) og betongsøyler erstattet med stålsøyler.



Figur 9.1 Statisk system - Plan

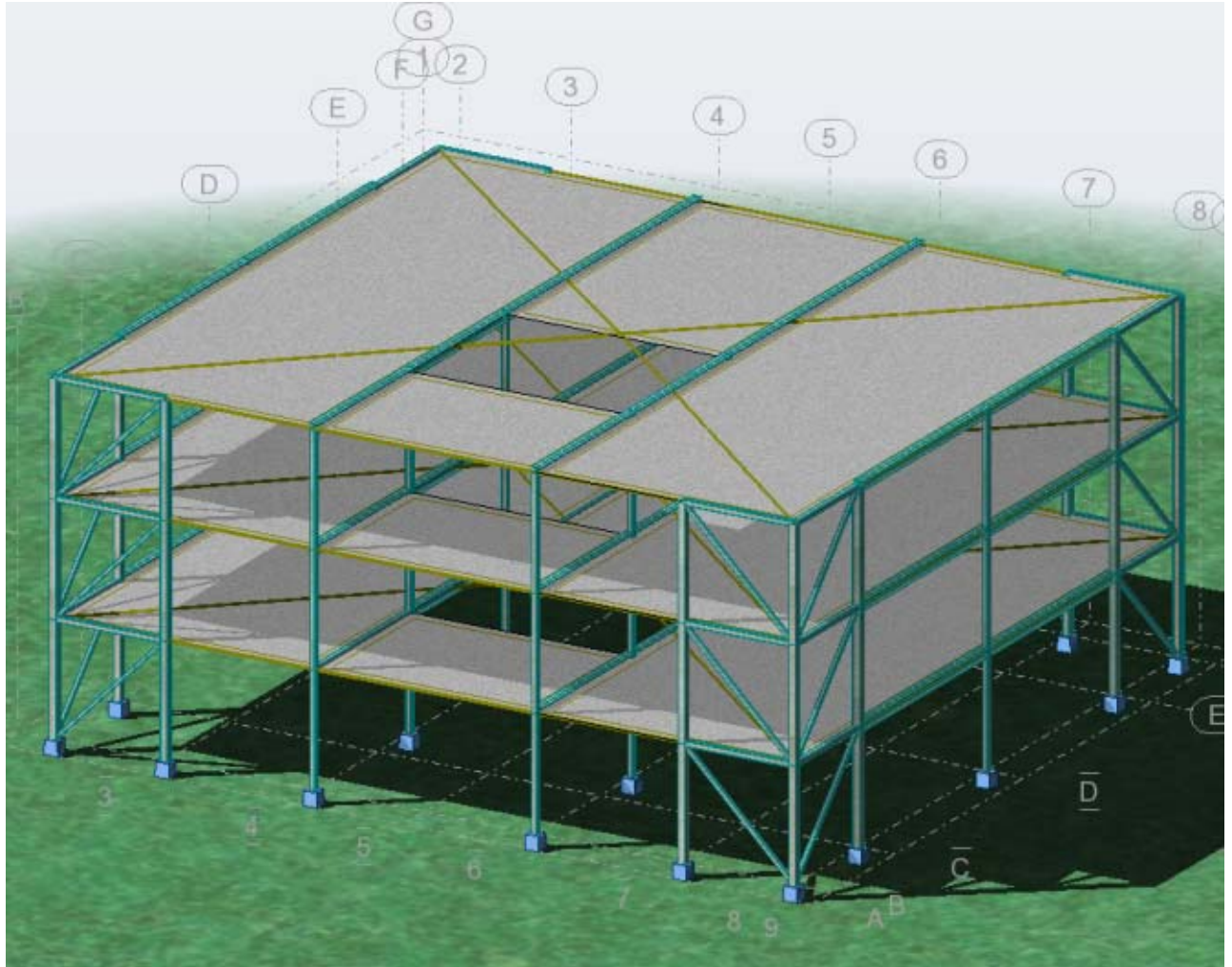
Statisk system for betongkonstruksjon modellert på ARS er vist på figur 9.2. Betongbygget avstives med 4-veggskiver i hver ortogonal retning (se ARS-plott). Bygget modelleres slik at samvirke mellom veggskivene forhindres (ukoblede vegger, se hevet bilde). For å være sikker på at søyler (sekundere konstruksjonsdeler) ikke påvirker byggets stivhet for horisontale lastvirkninger, velger å sette grensebetingelsene (begge ender) for søyler "pinned-pinned" i ARS. "pinned-pinned" medfører at søyler kun opptar gravitasjonslaster.



Figur 9.2 Statisk system - Betongkonstruksjon



Statisk system for stålkonstruksjon modellert på ARS er vist på figur 9.3. Stålbygget avstives med 4-stålrammer i hver ortogonal retning (se ARS-plott). For å være sikker på at søyler (sekundære konstruksjonsdeler) ikke påvirker byggets stivhet for horisontale lastvirkninger, velger å sette grensebetingelsene (begge ender) for søyler "pinned-pinned" i ARS. "pinned-pinned" medfører at søyler kun opptar gravitasjonslaster.



Figur 9.3 Statisk system - Stålkonstruksjon

## 9.6.2 Laster

### Egenvekt:

Etasjeskiller	Betongdekke $t=(250+10)$ mm	6,50	kN/m <sup>2</sup>
	Balkong/trapp $t=260$ mm	6,50	kN/m <sup>2</sup>
	Betongvegger $t=200$ mm	5,00	kN/m <sup>2</sup>
	Evt. avrettingsmasse 10mm	0,25	kN/m <sup>2</sup>
Lette fasader og div.:	Det brukes generelt påført egenvekt for fasader	0,30	kN/m <sup>2</sup>
	Påført egenvekt for skillevegger/himling	0,50	kN/m <sup>2</sup>

Ved beregning av masse, påføres egenvekten for bevegelige skillevegger og lette fasader som flatelast på gulvareal. Egenvekt av betongskiver, søyler og bjelker omregnes til ca. flateareal (se vedlegg). Lastberegning er ikke 100% riktig beregnet, men nøyaktigheten har ikke betydelig innvirkning på de endelige resultatene (bruker samme masse for DCL og DCM). Beregningene er presentert i vedlegget.

### Nyttelast:

NS-EN 1991-1-1:	Flatelast innearealer (boligbygg)	2,00	kN/m <sup>2</sup>
	Balkong	4,00	kN/m <sup>2</sup>

### Snølast:

NS-EN 1991-1-3 med 50 års returperiode for Bergen:

Snølast på mark	$s_k$	2,00	kN/m <sup>2</sup>
Formfaktor, flatt tak, $\alpha = 0^\circ$	$\mu$	0,80	
Snølast på tak	$q_k'$	1,60	kN/m <sup>2</sup>

### Vindlast

NS-EN 1991-1-4: Fylke: Hordaland, Kommune: Bergen, Referansevindhastighet:  $v_{ref}=26$  m/s; Basisvindhastighet: 26 m/s; Returperiode 50år,  $C_{prob}=1$ ; Bruker retningsfaktoren  $C_{ret}$ : 1;

Terrengruhetskategori III ” Sammenhengende småhusbebyggelse industriområder eller skogsområder”. Overgangssone kategori I ” Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker”. Terrengruhetsfaktoren  $K_t=0,17$ . Avstand mot vindretning fra byggested til grense for terrengkategorierendring  $X_b=5000$ m, Overgangsfaktor  $C_{s(x_b)}=1,06$ .

Grunnflate (veggfasade) for beregning av vindlast er  $B \times H=20 \times 9=180$ m<sup>2</sup>. Utvendig terreng ved bygg ligger på kote ca. +80moh. Maks høyde bygg ihht snitt = ca 9,0 over OK terreng.

Beregnet vindkasthastighetstrykk  $Q_{kast}$  = 0,806 kN/m<sup>2</sup>

### Veltende vindlast (vind mot kortside) X – retning

Maks horisontal vindkraft for bygg (karakteristisk):

$$\text{Vindlast sone D og E} \quad w_D + w_E = 0,56 + 0,24 = 0,800 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sum last mot bygg (bruk):} \quad F_{xv} = 0,80 \cdot 9,0 \text{m} \cdot 20 \text{m} = 144,0 \text{ kN}$$

### Veltende vindlast (vind mot langside) Y – retning

Maks veltende vindkraft for bygg (karakteristisk):

$$\text{Vindlast sone D og E} \quad w_D + w_E = 0,56 + 0,24 = 0,800 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sum last mot bygg (bruk):} \quad F_{xv} = 0,80 \cdot 9,0 \text{m} \cdot 18 \text{m} = 130,0 \text{ kN}$$

### Skjevstilling

Skjevstillingslast (karakteristisk):

$$\text{Sum egenvekt (brudd):} \quad G \cdot 1,2 = 8676 \cdot 1,2 = 10411 \text{ kN}$$

$$\text{Sum nyttelast (brudd):} \quad P \cdot 1,5 = 1906 \cdot 1,5 = 2859 \text{ kN}$$

$$\text{Skjevstillingslast (omregnet):} \quad F_{\text{skjevstilling}} = (G + P) \cdot 0,5\% / 1,5 = 44,2 \text{ kN}$$

0,5% av vertikale laster brukes som skjevstillingslast. Denne omregnede skjevstillingslasten slås sammen med karakteristisk vindlast i videre beregninger.

### Jordskjelv generelt:

Seismisk klasse velges på grunnlag av konsekvens for sammenbrudd. I dette tilfelle er konstruksjonen et boligbygg slik at den faller vanligvis under seismisk klasse II, NS-EN 1998-1, Tabell NA.4(902). Faktorer ihht NS-EN1998-1: 2004:

$$\text{Seismisk faktor (som er avhengig av seismisk klasse), Tabell NA.4(901)} \quad \gamma_I = 1,00$$

$$\text{Byggestedets spissverdi for grunnens akselerasjon i berg antas å være NS-EN 1998-1, Figur NA.3(901) returperiode 475år:} \quad a_g = 0,80 \cdot 0,85 = 0,68 \text{ m/s}^2$$

Faktor avhengig av avstivningssystem NS-EN 1998-1, pkt.4.3.3.2.2:

$$\text{For skivesystemer,} \quad C_t = 0,05$$

$$\text{For konsentriske rammesystemer,} \quad C_t = 0,05$$

Verdier og parametere som beskriver responsspektra som brukes i Norge, NS-EN 1998-1 pkt. NA.3.2.2.2, Tabell NA.3.1, grunntype A:  $S=1,0$ ;  $T_{B(s)} = 0,10\text{s}$ ;  $T_{C(s)} = 0,25\text{s}$ ;  $T_{D(s)} = 1,50\text{s}$

Byggverk kan dimensjoneres etter bestemmelser for lav seismisitet dersom  $a_g < 0,78\text{m/s}^2$  og  $a_g \times S < 0,98\text{m/s}^2$  og konstruksjonsfaktoren  $q$  ikke gis høyere verdi enn 1,5. Krav til lav seismisitet, NS-EN 1998-1, pkt.NA.3.2.1(4):  $a_g \cdot S = 0,68 \cdot 1,0 = 0,68 < 0,98$  dvs. krav er oppfylt.

Byggets egensvingningsperiode ( $T_1$ ) beregnes etter NS-EN 1998-1, lig.4.6 (se vedlegg A1.1/A2.1)

Det kreves normalt ikke påvisning av tilstrekkelig sikkerhet etter NS-EN 1998 for konstruksjoner i seismisk klasse 1 eller dersom  $a_g \cdot S < 0,49\text{m/s}^2$ . Dette kriteriet og andre utelatelseskriterie nevnt i kap.5.6 er ikke oppfylt, dvs. dimensjonering for jordskjelv må utføres.

#### Dimensjonering for lav duktilitet (DCL)

Beregning av seismisk påvirkning utføres på grunnlag av konstruksjonens elastiske egenskaper, dvs. lav duktilitet (DCL). Dimensjonering og detaljprosjektering av konstruksjoner med lav duktilitet (DCL) utføres på grunnlag av elastisitetsteori hvor det ikke tas hensyn til betydelig ikke-lineær materialoppførsel. For konstruksjoner med lav energiabsorpsjon i hht NS-EN 1998-1/NA, pkt.3.2.1(4) skal konstruksjonsfaktor  $q \leq 1.5$ , dvs. velger  $q=1,5$ .

#### Dimensjonering for middels duktilitet (DCM)

Beregning av seismisk påvirkning utføres på grunnlag av konstruksjonens elastisk-plastisk egenskaper, dvs. middels duktilitet(DCM). Dimensjonering og detaljprosjektering av middels duktile (DCM) konstruksjoner utføres på grunnlag av plastisitetsteori hvor det tas hensyn til ikke-lineær materialoppførsel. Her tas det utgangspunkt i middels duktil konstruksjon hvor konstruksjonsfaktor velges på grunnlag av type konstruksjon og bæresystem:

For betongkonstruksjoner, NS-EN 1998-1, Tabell 5.1 (ikke koplete veggskiver):  $q = 3,00$ .

For stålkonstruksjoner, NS-EN 1998-1, Tabell 6.1 (konsentriske avstivninger):  $q = 4,00$ .

Seismisk lastvirkning for lav duktilitet (DCL) og middels duktilitet (DCM) er presentert i tabell 9.3. Detaljert beregning av seismisk lastvirkning for DCL og DCM er vist i vedlegg A1-1 og A2-1.

Tabell 9.3 – Seismiske laster på konstruksjonen

Etasje <i>i</i>	Etasjehøyde <i>z<sub>i</sub></i>	Dim. seismisk last for (DCL)	Dim. seismisk last for (DCM)	Dim. seismisk last for (DCL)	Dim. seismisk last for (DCM)
		Stålkonstruk.	Stålkonstruk.	Betongkonstruk.	Betongkonstruk.
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
3	9,0	461	173	461	231
2	6,0	287	108	287	144
1	3,0	144	54	144	72
Andre ordens virkning		0% økning	0% økning	0% økning	0% økning
Effekt av utilsiktet torsjonsvirkning [ $F_b^*(1+0,1)$ ]		10% økning	10% økning	10% økning	10% økning
Effekt av kombinasjon av lastkomponentene [ $E_{dx}+0,3E_{dy}$ )]		30% økning	30% økning	30% økning	30% økning
$\sum F_{di}$		1250	469	1250	625,5

### 9.6.3 Lastfaktorer og lastkombinasjoner

Lastfaktorer og lastkombinasjoner skal være i samsvar med NS-EN 1990:2002+NA:2008 s 40-42 og sNA2-3. Lastfaktorer og lastkombinasjoner er gitt i Tabell 9.4-1/2.

Dimensjoneringsituasjon: B: Påvisning av kapasitet og brudd i grunnen

Tabell 9.4-1 – Dimensjonerende verdi for laster (STR/GEO) (Sett B):

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjon	Permanente laster		Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig		
(Ligning 6.10a)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} \psi_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{Q,i} Q_{k,i}$
(Ligning 6.10b)	$\zeta \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{Q,i} Q_{k,i}$

Følgende  $\gamma$ - og  $\zeta$ -verdier benyttes ved bruk av uttrykk 6,10a og 6,10b:

$$\gamma_{G,j,sup} = 1,35; \gamma_{G,j,inf} = 1,0 \quad \text{for permanent last.}$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,5 \text{ (0,0 hvis ugunstig);} \quad \gamma_{Q,i} = 1,5 \text{ (0,0 hvis ugunstig).}$$

$$\zeta = 0,89 \text{ (I Norge brukes ligning 6.10a og 6.10b, slik at } \zeta \cdot \gamma_G = 0,89 \cdot 1,35 = 1,20\text{).}$$

f.eks. lastvirkning for kombinasjon 6.10a/b, i vår tilfelle kan skrives som:

$$E_d = \max \sum_{j \geq 1} (G_{k,j,sup} \cdot 1,35 + Q_{k,1} \cdot 1,05 + Q_{k,2} \cdot 1,05); (G_{k,j,sup} \cdot 1,2 + Q_{k,1} \cdot 1,5 + Q_{k,2} \cdot 1,05)$$

Tabell 9.4-2 – Dimensjonerende verdi for laster for bruk i kombinasjon med ulykkeslaster og seismiske laster:

Dimensjonerende situasjon	Permanente laster		Dominerende ulykkeslast eller seismisk last	Øvrige variable laster <sup>2)</sup>
	Ugunstig	Gunstig		
Ulykkesituasjon <sup>1)</sup> (Ligning 6.11a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$A_d$	$(\psi_{1,i} / \psi_{2,i}) Q_{k,i}$
Seismisk situasjon (Ligning 6.11a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\gamma_1 A_{EK}$ eller $A_{Ed}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

Følgende  $\gamma$ -verdier benyttes for kombinasjoner med seismiske laster:

$$\gamma_{G,j,sup} = 1,0 \text{ for permanent last;} \quad \gamma_{G,j,inf} = 1,0 \text{ for permanent last.}$$

I hht NS-EN 1990:2002+NA, Tabell NA.A1.1, verdien for  $\Psi$ -faktorer;

$$\text{For nyttelast (boligbygg):} \quad \psi_{0,1}=0,7 \quad \psi_{1,1}=0,5 \quad \text{og} \quad \psi_{2,1}=0,2$$

$$\text{For snølast:} \quad \psi_{0,1}=0,7 \quad \psi_{1,1}=0,5 \quad \text{og} \quad \psi_{2,1}=0,2$$

f.eks. lastvirkning for kombinasjon 6.10a/b, i vår tilfelle kan skrives som:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} (G_{k,j,sup} \cdot 1,0 + Q_{k,1} \cdot 0,3 + Q_{k,2} \cdot 0,2)$$

Forklaringer av parametrene er gitt i NS-EN 1990:2002+NA:2008 s 16-18.

#### 9.6.4 Dimensjonerende horisontallaster - Lastvirkning

I det følgende skal vi gi en kort presentasjon av dimensjonerende horisontale laster som virker på bygget samt sammenligne vind- og seismiske lastpåkjenningene dvs. videre i dimensjoneringen brukes det lasttilfellet som er ugunstigst for konstruksjonens stabilitet og sikkerhet. I motsetning til vind som virker på byggets utvendige overflate, vandrer jordskjelvet fra grunnivå gjennom bygget mens byggets masse prøver å motstå skjelvets anstrengelser for å riste konstruksjonen. Siden både vindlastene og de seismiske kreftene skal tas opp av det samme avstivningssystemet, må en sikre at horisontale laster blir overført via horisontale skiver (gulv) og til bæresystemet.

På grunn av at bygget som kontrolleres i denne oppgaven er tilnærmet symmetrisk (med sidemål 20m henholdsvis 18m), med samme sideveis stivhet for begge retningene, vil jordskjelvlasten være det samme for X- og Y-retning (jordskjelvlast er avhengig av byggets stivhet). Vindlast er noe større i byggets X-retning, men differansen for X- og Y-retning er ikke stor (ca.10%), dvs. bruker kun vindlast for X-retning (som er kritisk) ved sammenligning av vind- og seismisk last.

Ved dimensjonering for seismisk last tas det hensyn til kombinasjonene av de horisontale komponentene i den seismiske påvirkningen ( $E_{dx} + 0,3E_{dy}$ , eller omvendt). I denne oppgaven blir utilsiktede torsjonsvirkningene ivaretatt ved å multiplisere lastvirkningene i de enkelte lastbærende konstruksjonsdelene med en faktor  $\delta$  i hht NS-EN 1998-1, pkt. 4.3.3.3.2.4 (se vedlagte beregninger og kap.6). Sum opptredende horisontale laster ved  $i$ -te etasje og byggets grunnivå er vist i tabell 9.4.

Tabell 9.5 Horisontale laster på bygg (vind- og seismiske laster)

Etasje $i$	Høyde av etasje fra grunnivå $z_i$ [m]	Dim. vindlast [kN]	Dim. seismisk last for (DCL) Stålkonstruk. [kN]	Dim. seismisk last for (DCM) Stålkonstruk. [kN]	Dim. seismisk last for (DCL) Betongkonstruk. [kN]	Dim. seismisk last for (DCM) Betongkonstruk. [kN]
3	9,0	47,5	645,5	242,5	645,5	323,0
2	6,0	94,5	403,5	151,0	403,5	201,5
1	3,0	94,5	202,0	75,50	202,0	101,0
$\sum F_{di}$		283,0	1250,0	469,0	1250,0	625,5

Ut i fra tabellen ser vi at lastvirkning fra den dimensjonerende seismiske situasjonen er større enn den dimensjonerende vindkraften (bruddgrensetilstand). Differansen er størst ved sammenligning av vindkrefter og seismiske krefter for konstruksjon med lav energiabsorpsjon (DCL). Differansen tilsvarer et forholdstall på  $(1250/283)=4,4$  for DCL. Vi ser at jordskjelvlast er dominerende dvs. at utgangspunktet for dimensjoneringen er seismisk dimensjonerende situasjon.



### 9.6.5 Diskusjon – Analyse og Lastvirkning

Siden konstruksjonen ikke er påvirket av høyere ordens svingformer kan lastvirkning og kraftfordeling av horisontale laster på konstruksjonens avstivningssystem (kritiske snitt) beregnes på basis av forenklet beregningsmetode beskrevet i kapittel 6.

Byggets egensvingningsperiode er helt avgjørende for størrelsen på den seismiske lastvirkningen. I denne oppgaven er seismisk lastvirkning beregnet på basis av byggets egensvingningsperiode beregnet etter den enkleste svingformelen (NS-EN 1998-1, lig.4.6). Mer nøyaktig analyse av byggets egensvingningsperiode kan i noen tilfeller gi vesentlig mindre seismiske lastvirkninger. Mer nøyaktig beregning av byggets egensvingningsperiode kan bestemmes enten ved hjelp av dataprogrammer eller andre beregningsmetoder beskrevet i kap. 6 (f.eks. etter Rayleigh-metoden). Resultater fra alternative beregningsmetoder for å bestemme konstruksjonens respons er diskutert og presentert i kap. 9.9 (se også vedlegg B1/B2).

Konstruksjonen som er dimensjonert i denne oppgaven er regulær i plan og har kun veggskiver/fagverk som er avstivende. Det kan da forutsettes at den seismiske lastvirkningen virker separat, slik at økningen av lastvirkningen pga. kombinasjonene av de horisontale komponentene i den seismiske påvirkningen etter NS-EN 1998-1, pkt.4.3.3.5.1(3) kan utelattes ( $E_{dx} + 0,0E_{dy}$ , se kap.5.3.4). Lastvirkning i hver retning kunne ha blitt redusert med 30%, dvs. i andre tilfeller bør disse forholdene vurderes nøye. I denne oppgaven velger jeg å ta hensyn til kombinasjon av lastvirkning for to retninger.

Forholdet mellom den totale seismiske lastvirkningen (skjærkraft ved grunnivå) og vindlast vil reduseres med økende byggehøyder. For høye bygg vil ofte DCM-dimensjoneringsprinsippet gi vesentlig mindre lastvirkning enn vindlasten. Derfor bør det alltid vurderes byggets stabilitet og sikkerhet, og ikke bare besparelsene som DCM-dimensjoneringsprinsippet kan medføre. For vanlige konstruksjoner i Norge vil seismisk lastvirkning etter DCL-dimensjoneringsprinsippet nesten alltid være dimensjonerende (unntak bygg med  $L \gg B$ ). For typiske bygg, for eksempel bygget som er vurdert i denne oppgaven, kan DCL-dimensjoneringsprinsippet være alt for konservativt. Resultatene vist i tabell 9.5 blir enda verre dersom bygget blir utført på byggegrunnen av type B-E, (den seismiske lastvirkningen får forsterkninger pga. lokale grunnforhold, avhengig av grunntype)). Hvis for eks. bygget omtalt i denne oppgaven oppføres på grunntype E, ville den seismiske lastvirkningen blitt  $F_{bi} = 1250 \cdot (S=1,7) = 2150\text{kN}$ , dvs. forholdet mellom den seismiske lasten og vindlasten blir  $\mu = 2150/283 = 7,5$ .

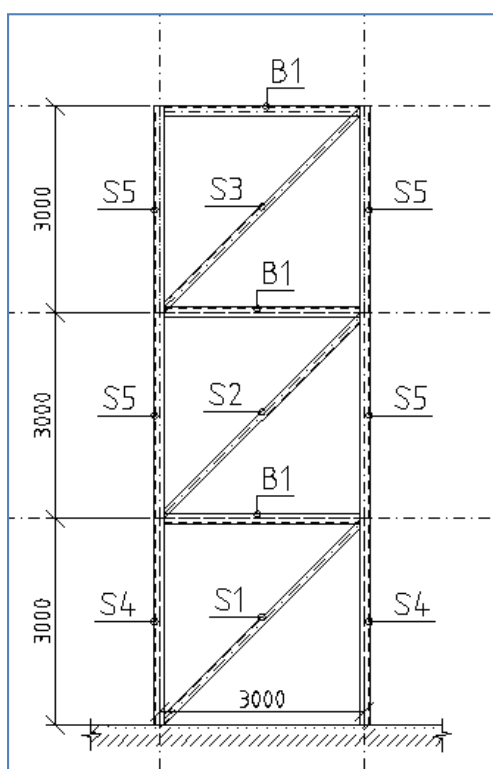
Derfor kan det generelt sies at for tilsvarende bygg som omtalt i denne oppgaven, bør DCM-dimensjoneringsprinsippet vurderes.



## 9.7 Dimensjonering

Som nevnt tidligere i dette beregningsdokumentet er ARS og MCD benyttet som verktøy for dimensjoneringen av bygget. Dimensjonering er utført delvis på ARS og delvis på MCD-regneark, dvs. dimensjoneringen av kritiske komponenter for lav duktilitet (DCL) utføres på ARS, og detaljprosjektering for middels duktilitet (DCM) utføres på MCD-regneark. Både ARS- og MCD-beregningene er med som vedlegg.

Oversikt over konstruksjonsdelene (stålkonstruksjon) ved kritisk snitt er vist på figur 9.4. Velger å kalle søyler og strekkdiagonaler for S1...Si og bjelkeelementer for B1..Bi (se figur 9.4). Først presenteres resultater for stålkonstruksjoner og deretter følger en kort oppsummering for betongkonstruksjoner.



### 9.7.1 Dimensjonering av kritisk snitt - stålkonstruksjoner for DCL (q=1,5)

Her tas det utgangspunkt i en konstruksjon med lav energiabsorpsjon med en tilhørende konstruksjonsfaktor på  $q=1,5$ . Dimensjonering av konstruksjonskomponentene for DCL er utført på ARS. Det blir vanskelig å finne tverrsnitt som kan utnyttes maksimalt (mht. kapasitetsutnyttelse). Med tanke på montering og utførelse velges å bruke samme dimensjon (bxh) for søyler over alle plan. For å optimalisere materialbruken velges å redusere godstykkelsen for søyler i plan 2 og 3 (se under i dette avsnittet). Kort oppsummering av resultater for DCL-dimensjonering er vist i dette avsnittet. ARS dimensjoneringsresultater er vist i vedlegg.

Figur 9.4 Oversikt over konstruksjonsdeler ved kritisk snitt (stålramme med konsentriske avstivningsdiagonaler).

#### Strekke diagonal S1, Dimensjon HUP 100x100x8, Stålkvalitet S355

Opptredende strekkraft:	$N_{ED}$ (snittkraft hentet fra ARS-analyse)	= 841,0 kN
Elementets kapasitet:	$N_{t,RD}$ (kapasitet beregnet i ARS-analyse)	= 974,0 kN
Kapasitetsutnyttelse:	$\mu_{S1} = N_{ED} / N_{t,RD,D} = 837,0/974,0$	= 86,00 %
	$\mu_{S1} \leq 1,0$ , dvs. kapasitet er OK!	

#### Strekke diagonal S2, Dimensjon HUP 100x100x8, Stålkvalitet S355

Opptredende strekkraft:	$N_{ED}$ (snittkraft hentet fra ARS-analyse)	= 745,0 kN
Elementets kapasitet:	$N_{t,RD}$ (kapasitet beregnet i ARS-analyse)	= 974,0 kN

Kapasitetsutnyttelse:  $\mu_{S2} = N_{ED} / N_{t, RD, D} = 728,0/974,0 = 75,00 \%$   
 $\mu_{S2} \leq 1,0$ , dvs. kapasitet er OK!

Strekke diagonal S3, Dimensjon HUP 100x100x5, Stålkvalitet S355

Opptredende strekkraft:  $N_{ED}$  (snittkraft hentet fra ARS-analyse) = 446,0 kN  
 Elementets kapasitet:  $N_{t, RD}$  (kapasitet beregnet i ARS-analyse) = 632,0 kN  
 Kapasitetsutnyttelse:  $\mu_{S3} = N_{ED} / N_{t, RD, D} = 446,0/974,0 = 72,00 \%$   
 $\mu_{S3} \leq 1,0$ , dvs. kapasitet er OK!

Søyle S4, Dimensjon HUP 200x200x10, Stålkvalitet S355

Opptredende trykkraft:  $N_{ED}$  (snittkraft hentet fra ARS-analyse) = 1668 kN  
 Elementets kapasitet:  $N_{b, RD}$  (kapasitet beregnet i ARS-analyse) = 2334 kN  
 Kapasitetsutnyttelse:  $\mu_{S4} = N_{ED} / X_{i1} \cdot N_{t, RD} = 93,00 \%$   
 $\mu_{S4} \leq 1,0$ , dvs. kapasitet er OK!

Søyle S5, Dimensjon HUP 180x180x6,3, Stålkvalitet S355

Opptredende trykkraft:  $N_{ED}$  (snittkraft hentet fra ARS-analyse) = 1051 kN  
 Elementets kapasitet:  $N_{b, RD}$  (kapasitet beregnet i ARS-analyse) = 1326 kN  
 Kapasitetsutnyttelse:  $\mu_{S5} = N_{ED} / X_{i1} \cdot N_{t, RD} = 79,00 \%$   
 $\mu_{S5} \leq 1,0$ , dvs. kapasitet er OK!

Bjelke B1, Dimensjon HUP 200x200x6,3, Stålkvalitet S355

Opptredende trykkraft:  $N_{ED}$  (snittkraft hentet fra ARS-analyse) = 608,0 kN  
 Opptredende skjærkraft:  $V_{ED}$  (snittkraft hentet fra ARS-analyse) = 44,50 kN  
 Opptredende moment:  $M_{ED}$  (snittkraft hentet fra ARS-analyse) = 16,00 kN  
 Kapasitetsutnyttelse:  $\mu_{B1} = (NS-EN 1993-1-1, \text{ lig. 6.61/2, bereg. på ARS}) = 51,00 \%$   
 $\mu_{S4} \leq 1,0$ , dvs. kapasitet er OK!

Velger å bruke samme søyleprofiler i plan 2 og 3 selv om utnyttelsesgraden for søyler i plan 3 er relativt mindre enn for søyler i plan 2 (det er vanlig ved prosjektering av konstruksjoner), dvs. resultater for søyle S5 gjelder for alle søyler i plan 2 og 3. Søyle S4 og S5 får i tillegg til aksiallasten små momenter og skjærkrefter som påvirker utnyttelsesgraden. Utnyttelsesgraden etter NS-EN 1993-1-1, lig.6.61/2 blir noe større enn det som er oppgitt over. Bruker samme profil for bjelke i plan 1, 2 og 3. Forbindelsene for DCL blir utført av full gjennomsvising (buttsveiser), dvs. forbindelser anses å ha tilfredsstillende kapasitet og er ikke kontrollert i denne oppgaven.

NB! Resultater for DCL-beregning er vist på ARS-vedlegg.

### 9.7.2 Dimensjonering av kritisk snitt - stålkonstruksjoner for DCM (q=4,0)

Her tas det utgangspunkt i en konstruksjon med middels energiabsorpsjon med en tilhørende konstruksjonsfaktor på  $q=4,0$ . Beregningene og kontrollen utføres på bakgrunn av plastisitetsteori hvor det tas hensyn til betydelig ikke-lineær materialoppførsel. Strekkdiagonalene er primære konstruksjonsdeler som absorberer energi ved plastiske deformasjoner (tøyninger). Dermed prøver jeg å finne strekkdiagonalprofiler som tilnærmet oppnår flytegrensen. Dimensjonering av konstruksjonskomponentene for DCM er utført på MCD-regneark med snittkrefter hentet fra ARS-analyse. Kort oppsummering av resultater er vist under i dette avsnittet. Komplet beregning utført på MCD-regneark legges som vedlegg.

#### Strekkdiagonal S1, Dimensjon HUP70x70x6,3, Stålkvalitet S235

Diagonalens slankhetsgrad: $\bar{\lambda}$ (se vedlagte beregninger)		= 1,75 < 2,0 <u>OK!</u>
Opptredende strekkraft: $N_{ED}$ (snittkraft hentet fra ARS-analyse)		= 355,0 kN
Elementets kapasitet: $N_{PL,RD} = 235\text{MPa} \cdot A_{t\text{verrsnitt},S1}$		= 366,0 kN
Kapasitetsutnyttelse: $\mu_{S1} = N_{ED} / N_{t,RD,D} = 355,0/366,0$		= 97,00 %

dvs. spenning i strekkdiagonalen er tilnærmet lik materialets flytespenning,  $\mu_{S1} \approx 1,0$  dvs. OK!

#### Strekkdiagonal S2, Dimensjon HUP 60x60x6,3, Stålkvalitet S235

Diagonalens slankhetsgrad: $\bar{\lambda}$ (se vedlagte beregninger)		= 2,08 $\approx$ 2,0 <u>OK!</u>
Opptredende strekkraft: $N_{ED}$ (snittkraft hentet fra ARS-analyse)		= 299,0 kN
Elementets kapasitet: $N_{PL,RD} = 235\text{MPa} \cdot A_{t\text{verrsnitt},S2}$		= 307,9 kN
Kapasitetsutnyttelse: $\mu_{S1} = N_{ED} / N_{t,RD,D} = 299,0/307,9$		= 97,20 %

dvs. spenning i strekkdiagonalen er tilnærmet lik materialets flytespenning,  $\mu_{S2} \approx 1,0$  dvs. OK!

#### Strekkdiagonal S3, Dimensjon HUP 50x50x5, Stålkvalitet S235

Diagonalens slankhetsgrad: $\bar{\lambda}$ (se vedlagte beregninger)		= 2,48 > 2,0 <u>!!!</u>
Opptredende strekkraft: $N_{ED}$ (snittkraft hentet fra ARS-analyse)		= 181,0 kN
Elementets kapasitet: $N_{PL,RD} = 235\text{MPa} \cdot A_{t\text{verrsnitt},S3}$		= 205,2 kN
Kapasitetsutnyttelse: $\mu_{S1} = N_{ED} / N_{t,RD,D} = 181,0/205,2$		= 88,20 %

dvs. spenning i strekkdiagonalen er tilnærmet lik materialets flytespenning,  $\mu_{S3} < 1,0$  men OK!

Det er vanskelig å finne et profil som passer for plan 3, mhp. flyting i strekkdiagonalen. Diagonal S3 står på øverste etasje dvs. slankhetsoverskridelsen og opptredende spenning er akseptabelt.

#### Strekkdiagonal S4, Dimensjon HUP150x150x10, Stålkvalitet S355

Diagonalens slankhetsgrad: $\bar{\lambda}$ (se vedlagte beregninger)		= 0,690
Søylens kapasitet: $N_{PL,RD} = (X_1 \cdot A_{t\text{verrsnitt},S1} \cdot 355\text{MPa}) / \gamma_M$		= 1509 kN

Opptredende aksialkraft fra ikke-seismisk påkjenning:  $N_{ED,G} = 177,0$  kN

Opptredende aksialkraft fra seismisk påkjenning:  $N_{ED,E} = 543,0$  kN

Overstyrkefaktor  $\gamma_{ov}$ , og  $\Omega$ -faktor som er forholdet mellom kapasitet og lastvirkning i diagonalstavene i avstivningssystemet (se vedlagte beregninger),  $\gamma_{ov} = 1,25$  og  $\Omega = 1,03$ .

Krav til søylekapasitet:  $N_E = N_{ED,G} + N_{ED,E} \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot 1,1 = 945,7$  kN

Kapasitetsutnyttelse:  $\mu_{S4} = N_E / N_{PL,RD} = 945,7/1509 = 63,25$  %

dvs. søyle S4 har tilstrekkelig overstyrkekapasitet.

#### Søyle S5, Dimensjon HUP 150x150x8, Stålkvalitet S355

Diagonalens slankhetsgrad:  $\bar{\lambda}$  (se vedlagte beregninger) = 0,680

Søylens kapasitet:  $N_{PL,RD} = (X_1 \cdot A_{tverrsnitt,S1} \cdot 355 \text{MPa}) / \gamma_M = 1228$  kN

Opptredende aksialkraft fra ikke-seismisk påkjenning:  $N_{ED,G} = 118,0$  kN

Opptredende aksialkraft fra seismisk påkjenning:  $N_{ED,E} = 318,0$  kN

Overstyrkefaktor  $\gamma_{ov}$ , og  $\Omega$ -faktor som er forholdet mellom kapasitet og lastvirkning i diagonalstavene i avstivningssystemet (se vedlagte beregninger),  $\gamma_{ov} = 1,25$  og  $\Omega = 1,03$ .

Krav til søylekapasitet:  $N_E = N_{ED,G} + N_{ED,E} \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot 1,1 = 568,2$  kN

Kapasitetsutnyttelse:  $\mu_{S4} = N_E / N_{PL,RD} = 568,2/1238 = 46,00$  %

dvs. søyle S5 har tilstrekkelig overstyrkekapasitet.

#### Bjelke B1, Dimensjon HUP 150x150x10, Stålkvalitet S355

Diagonalens slankhetsgrad:  $\bar{\lambda}$  (se vedlagte beregninger) = 0,690

Søylens kapasitet:  $N_{PL,RD} = (X_1 \cdot A_{tverrsnitt,S1} \cdot 355 \text{MPa}) / \gamma_M = 1559$  kN

Opptredende aksialkraft fra ikke-seismisk påkjenning:  $N_{ED,G} = 0,000$  kN

Opptredende aksialkraft fra seismisk påkjenning:  $N_{ED,E} = 225,0$  kN

Opptredende moment:  $M_{D,E} = 15,6$  kNm

Opptredende skjærkraft:  $V_{D,E} = 19,5$  kN

For å ivareta bidraget fra moment/skjærkraft, velger å redusere bjelkens aksialkapasitet ved beregne med en redusert spenning pga. moment/skjærkraft (se vedlagte beregninger). Skjærkraft har ikke noen betydelig innvirkning på bjelkekapasiteten og derfor neglisjeres i dette tilfellet.

Overstyrkefaktor  $\gamma_{ov}$ , og  $\Omega$ -faktor som er forholdet mellom kapasitet og lastvirkning i diagonalstavene i avstivningssystemet (se vedlagte beregninger),  $\gamma_{ov} = 1,25$  og  $\Omega = 1,03$ .

Krav til søylekapasitet:  $N_E = N_{ED,G} + N_{ED,E} \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot 1,1 = 271,0$  kN

Kapasitetsutnyttelse:  $\mu_{S4} = N_E / N_{PL,RD} = 271/1289 = 22,00 \%$

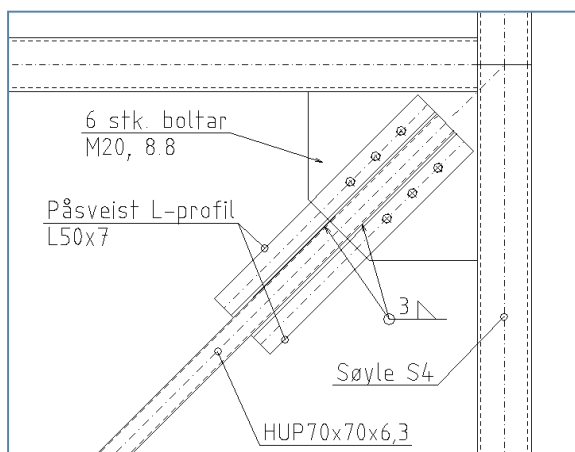
dvs. bjelke B1 har tilstrekkelig overstyrkekapasitet.

Velger å bruke samme søyleprofiler i plan 2 og 3 selv om utnyttelsesgraden for søyler i plan 3 er relativt mindre enn for søyler i plan 2, dvs. resultater for søyle S5 gjelder for alle søyler ved plan 2 og 3. Søyle S4 og S5 får i tillegg til aksiallasten, små momenter og skjærkrefter som påvirker utnyttelsesgraden. Utnyttelsesgraden etter NS-EN 1993-1-1, lig.6.61/2 blir noe større enn det som er oppgitt over og derfor velger å bruke ikke-energiabsorberende konstruksjonsdeler med god overstyrke (til sikker side). For bjelke i plan 2 og 3 bruker samme profil for søyle S5.

NB! Resultater for DCM-beregning vises som vedlegg.

### Kontroll av knutepunkter – ikke energiabsorberende soner

Ikke energiabsorberende konstruksjonsdeler i rammen dimensjoneres med overstyrke i hht NS-EN 1998-1, pkt.6.5.4 (se kapittel 8.3.2). Overstyrke i forbindelsene forsikres ved forsterkning av strekkdiagonalen inn mot knutepunktet og overdimensjonering av selve forbindelsen. Velger å forsterke strekkdiagonalene inn mot innfesting til knutepunktet med to L-profiler (stålkvalitet S355).



L-profil boltes gjennom med bolter og sveises mot strekkdiagonalens steg inn mot forbindelsen (se figur 9.5). Bolte- og sveiseforbindelser dimensjoneres for snittkrefter som tilfredsstillere overstyrkekravene. Oppsummering av resultater er vist under i dette avsnittet (detaljert beregning utført på MCD-regneark legges som vedlegg.).

Figur 9.5 Typisk ikke-energiabsorberende forbindelse for strekkdiagonal S1.

### Forbindelse ved strekkdiagonal S1

Nødvendig kapasitet:  $N_d = R_{fy} \cdot \gamma_{ov} \cdot 1,1 = 504,1 \text{ kN}$

Kapasitet mot utriving:  $N_{uRd} = (\text{se vedlagte beregninger}) = 550,6 \text{ kN}$

Kapasitet boltegruppe:  $F_{bG} = (6\text{- bolter, M20, 8.8}) = 567,0 \text{ kN}$

Kapasitet for hullkanttrykk:  $F_{bRd} = (\text{NS-EN 1993-1, del 8, tabell 3.4}) = 567,0 \text{ kN}$

Kapasitet av sveis:  $F_{w,ED} = (\text{NS-EN 1993-1, del 8, ligning 4.4}) = 1253 \text{ kN}$

Forbindelses kapasitet:  $N_d \leq [N_{uRd}, F_{bG}, F_{bRd}, F_{w,ED}]$ , dvs. OK!

### Forbindelse ved strekkdiagonal S2

Nødvendig kapasitet:  $N_d = R_{fy} \cdot \gamma_{ov} \cdot 1,1 = 423,3 \text{ kN}$

Kapasitet mot utriving:  $N_{uRd} = (\text{se vedlagte beregninger}) = 425,0 \text{ kN}$

Kapasitet boltegruppe:	$F_{bG} = (6\text{- bolter, M18, 8.8})$	= 442,2 kN
Kapasitet for hullkanttrykk:	$F_{bRd} = (\text{NS-EN 1993-1, del 8, tabell 3.4})$	= 663,5 kN
Kapasitet av sveis:	$F_{w,ED} = (\text{NS-EN 1993-1, del 8, ligning 4.4})$	= 1253 kN
Forbindelses kapasitet:	$N_d \leq [N_{uRd}, F_{bG}, F_{bRd}, F_{w,ED}], \text{ dvs. OK!}$	

### Forbindelse ved strekkdiagonal S3

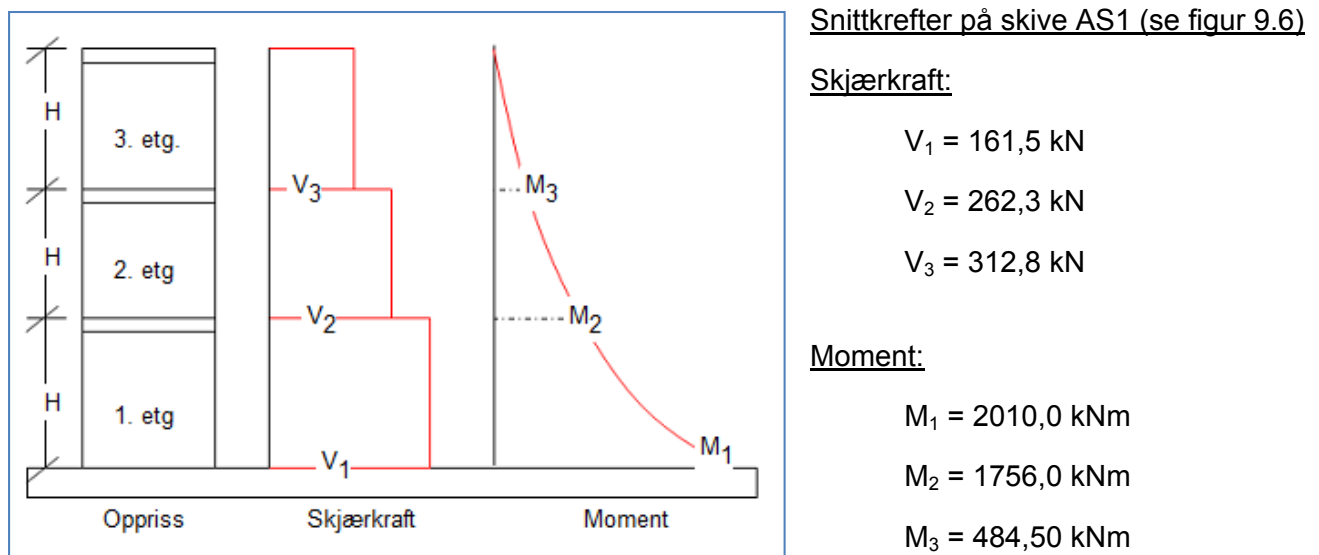
Nødvendig kapasitet:	$N_d = R_{fy} \cdot \gamma_{ov} \cdot 1,1$	= 282,1 kN
Kapasitet mot utriving:	$N_{uRd} = (\text{se vedlagte beregninger})$	= 302,7 kN
Kapasitet boltegruppe:	$F_{bG} = (6\text{- bolter, M16, 8.8})$	= 361,8 kN
Kapasitet for hullkanttrykk:	$F_{bRd} = (\text{NS-EN 1993-1, del 8, tabell 3.4})$	= 522,5 kN
Kapasitet av sveis:	$F_{w,ED} = (\text{NS-EN 1993-1, del 8, ligning 4.4})$	= 785,0 kN
Forbindelses kapasitet:	$N_d \leq [N_{uRd}, F_{bG}, F_{bRd}, F_{w,ED}], \text{ dvs. OK!}$	

### 9.7.3 Dimensjonering av betongkonstruksjoner for DCL og DCM

Betongkonstruksjonen som kontrolleres i denne oppgaven avstives med betongskiver (duktile veggssystemer). Veggskiven kontrolleres i tre snitt: ved horisontalsnitt mellom fundament og vegg i første etasje, ved horisontalsnitt i plan 2 og ved horisontalsnitt i plan 3. I denne oppgaven er det kun permanente veggskiver som er kontrollert, dvs. innfesting og kraftoverføring mellom horisontale skiver (dekke) og vertikale skiver (vegger) er ikke vurdert. Bygget er regulært i plan og oppriss slik at alle veggskiver får tilnærmet lik lastvirkning, dvs. resultater for kontrollert veggskive (skive AS1) er gjeldende for alle skiver i X- og Y-retning. Kort oppsummering av resultater er vist i etterfølgende avsnitt. Detaljert beregning er vist på vedlegg A2.

### 9.7.4 Dimensjonering av kritisk snitt-betongkonstruksjoner for DCL ( $q=1,5$ )

Her tas det utgangspunkt i en konstruksjon med lav energiabsorpsjon med en tilhørende konstruksjonsfaktor på  $q=1,5$ . Dimensjonering av konstruksjonskomponentene (veggskivene) for DCL utføres på grunnlag av snittkrefter hentet fra vedlegg A2.1.



Figur 9.6 Prinsippskisse for skjærkraft- og momentdiagram - DCL.

Aksiallast (hentet fra ARS):  $P_{3.\text{etg.}} = \text{ca.} 92,3 \text{ kN}$ ;  $P_{2.\text{etg.}} = \text{ca.} 185 \text{ kN}$ ;  $P_{1.\text{etg.}} = \text{ca.} 278 \text{ kN}$ .

### Horisontal snitt mellom fundament og vegg i første etasje

#### Dimensjonering for bøyemoment:

Opptredende moment:  $M_f = M_1 = 2210,0 \text{ kNm}$

Strekresultant i veggens randsone:  $S_f = (\text{se vedlegg A.2.2, avsnitt 2.1.2}) = 847,10 \text{ kN}$

Nødvendig strekkarmering:  $A_{sf} = (\text{se vedlegg A.2.2, avsnitt 2.1.2}) = 1949,0 \text{ mm}^2$

Velger 10Ø16, armeringsjern som tilsvarer  $A_s = 10 \times 201 \text{ mm}^2 = 2001 \text{ mm}^2 > A_{sf}$  OK!

(Seismisk last virker i begge retningene, dvs. veggskive armeres likt på begge sidekantene).



#### Dimensjonering for skjærkraft:

Opptredende Skjærkraft:	$V_f = V_1$	= 312,8	kNm
Skivens skjærkraftskapasitet:	$V_{Rd,c} = (EC2, \text{ punkt } 6.2.2)$	= 287,2	kN
	$V_f > V_{Rd,c}$ (trenger skjærarmering)		

Velger 3+3=6Ø12 skjærarmering, som tilsvarer ca.  $V_s = 6 \times 113 \times f_{yd} / \sqrt{3} = 178$  kN. Skjærarmeringen plasseres på veggens midtsone.

#### **Horizontalsnitt mellom vegg i første og annen etasje**

##### Dimensjonering for bøyemoment:

Opptredende moment:	$M_f = M_1$	= 1756,0	kNm
Strekkresultant i veggens randsone:	$S_f = (\text{se vedlegg A.2.2, avsnitt } 2.1.2)$	= 639,50	kN
Strekkarmering i veggens randsone:	$A_{sf} = (\text{se vedlegg A.2.2, avsnitt } 2.1.2)$	= 1470,5	mm <sup>2</sup>

Velger 10Ø16, armeringsjern som tilsvarer  $A_s = 8 \times 201 \text{mm}^2 = 1608 \text{mm}^2 > A_{sf}$  OK!  
(Seismisk last virker i begge retningene, dvs. veggskive armeres likt på begge sidekantene).

##### Dimensjonering for skjærkraft:

Opptredende Skjærkraft:	$V_f = V_1$	= 262,3	kNm
Skivens skjærkraftskapasitet:	$V_{Rd,c} = (EC2, \text{ punkt } 6.2.2)$	= 287,2	kN
	$V_f < V_{Rd,c}$ (trenger ikke skjærarmering)		OK!

Velger allikevel 3+3=6Ø12 skjærarmering, som tilsvarer ca.  $V_s = 6 \times 113 \times f_{yd} / \sqrt{3} = 178$  kN. Skjærarmeringen plasseres på veggens midtsone for å ikke påvirke veggens krumning.

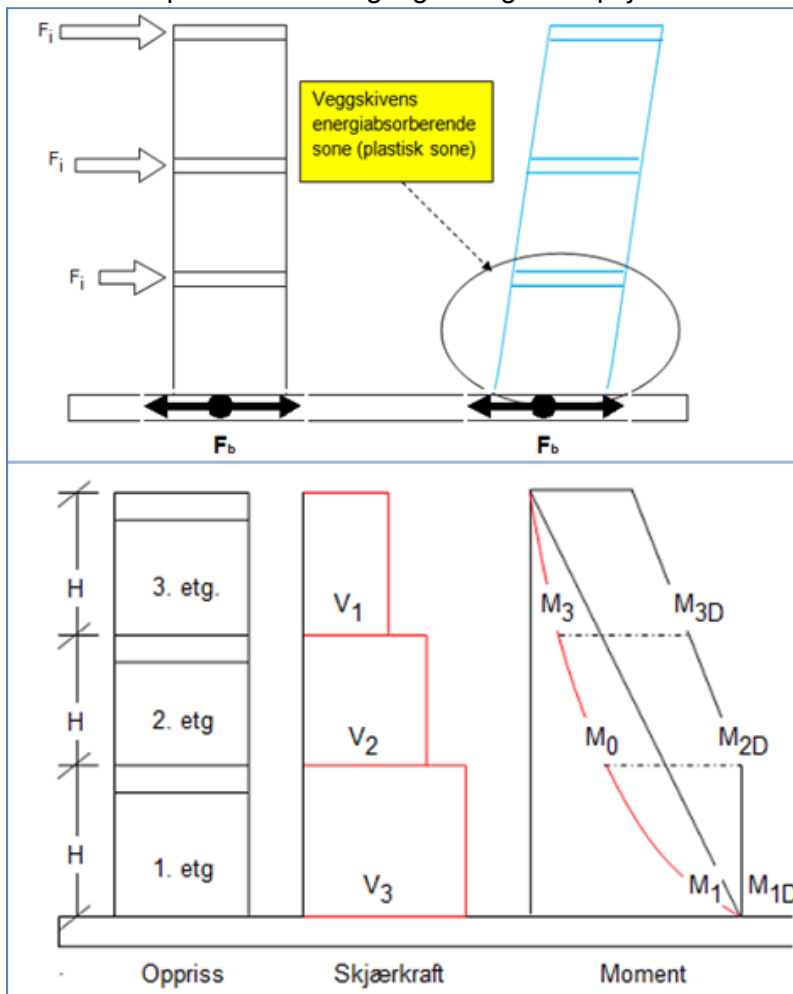
Snittkreftene ved horizontalsnitt mellom vegg i andre og tredje etasje er betydelig mindre enn snittkrefter ved fundamentnivå og snitt mellom vegg i første og andre etasje. Bruker 4+4=8Ø10 som tilsvarer  $A_s = 8 \times 78 = 628 \text{mm}^2$  (se vedlegg A2.2, avsnitt A2.2-2.1.3).

Nedre grense for veggverrsnittets skjærkapasitet (se vedlegg A2.2, pkt.2.1.3) er større enn opptredende skjærkraft ved horisontal snitt i overgangen mellom vegg i andre og tredje etasje, dvs ytterligere kontroll av skjærkapasitet er ikke nødvendig.

#### **9.7.5 Dimensjonering av kritisk snitt - betongkonstruksjoner for DCM (q=3,0)**

Her tas det utgangspunkt i en konstruksjon med middels energiabsorpsjon med en tilhørende konstruksjonsfaktor på  $q=3,0$ . Ved dimensjonering for DCM tas det hensyn til betydelig ikke-lineær materialoppførsel. Veggskivene er primære konstruksjonsdeler hvor energi absorberes i veggens kritisk sone ved plastiske tøyninger. Utforming av veggene og plassering av bøyearmering skal sikre tilstrekkelig krumningsduktilitet i veggens kritiske område (se figur 9.7). Veggskivens kritiske område ligger i plan 1 (veggens nederste del). I dette området skal trykkarmeringen sikres mot

utknekking. Armeringen i veggens randsone sikres med lukkebøyler som beregnes på grunnlag av NS-EN 1998-1 (se kap.8). Som nevnt i kap.7.1.4, tverrsnitt som ved en tøyningstilstand kan defineres som underarmerte- eller balansert armert tverrsnitt er gunstig i jordskjelvsammenheng med tanke på kraftfordeling og energiabsorpsjon. Ved dimensjonering for DCM er veggskivens



tverrsnitt sterkt underarmert (se vedlegg A.2.1) som er forutsetning for at plastisk ledd kan oppstå.

Dimensjonering av konstruksjonskomponentene for DCM er utført på MCD-regneark med snittkrefter beregnet etter forenklede beregningsmetoder og ARS-analyse. Kort oppsummering av resultater er vist under i dette avsnittet. Komplet beregning utført på MCD-regneark legges som vedlegg.

Figur 9.7 Prinsippskisse som viser skivens kritisk sone, skjærkraft- og omhyllingskurve for momentdiagram - DCM.

#### Snittkrefter på skive AS1 (se figur 9.7)

##### Skjærkraft:

$$V_1 = 156,7 \text{ kN}$$

$$V_2 = 131,2 \text{ kN}$$

$$V_3 = 80,80 \text{ kN}$$

##### Moment:

$$M_{1D} = 1106,6 \text{ kNm}$$

$$M_{2D} = 1106,1 \text{ kNm}$$

$$M_{3D} = 737,40 \text{ kNm}$$

##### Aksiallast (hentet fra ARS):

$$P_{3.\text{etg.}} = \text{ca.} 92,6 \text{ kN}$$

$$P_{2.\text{etg.}} = \text{ca.} 185 \text{ kN}$$

$$P_{1.\text{etg.}} = \text{ca.} 278 \text{ kN}$$

#### **Horizontalsnitt mellom fundament og vegg i første etasje**

##### Dimensjonering for bøyemoment:

Opptredende moment:  $M_f = M_{1D} = 1106,6 \text{ kNm}$

Strekresultant i veggens randsone:  $S_f = (\text{se vedlegg A.2.2, avsnitt 1.5.2}) = 246,30 \text{ kN}$

Krevende strekkarmering:  $A_{sf} = (\text{se vedlegg A.2.2, avsnitt 2.1.2}) = 716,0 \text{ mm}^2$

Velger 10Ø10, armeringsjern som tilsvarer  $A_s = 10 \times 78,5\text{mm}^2 = 785\text{mm}^2 > A_{sf}$  OK!  
(Seismisk last virker i begge retningene, dvs. veggskive armeres likt på begge sidekantene).

Armeringen i veggens randsoner sikres med Ø8 lukkebøyler. Bøylene plasseres ved veggskivens randsoner som vist på figur A2.2-5 (se vedlegg A2.2). Velger senteravstand  $c/c=200\text{mm}$  mellom lukkebøyler som tilfredsstiller kravene gitt i NS-EN 1998-1, pkt. 5.4.3.4.2. Beregning er vist på vedlegg A2.2, avsnitt 1.5.3.

#### Dimensjonering for skjærkraft:

For seismiske lastsituasjoner skilles mellom armering som opptar skjær og armering som opptar strekkraft. Nødvendig trykk/strekkarmering plasseres i veggskivens kanter, og nødvendig skjærarmering plasseres i skivens steg (midtsone).

Opptredende Skjærkraft:	$V_f = V_1 \cdot \gamma_{Rd} = 156,7 \cdot 1,5$	= 235,1	kNm
Skivens skjærkraftskapasitet:	$V_{Rd,c} = (\text{EC2, punkt 6.2.2})$	= 287,2	kN
	$V_f < V_{Rd,c}$ (trenger ikke skjærarmering)		OK!

Velger allikevel 3+3=6Ø12 skjærarmering, som tilsvarer ca.  $V_s = 6 \times 113 \times f_{yd} / \sqrt{3} = 178 \text{ kN}$   
Skjærarmeringen plasseres på veggens midtsone for å ikke påvirke veggens krumningsduktilitet.

### **Horizontalsnitt mellom vegg i første og annen etasje**

#### Dimensjonering for bøyemoment:

Opptredende moment:	$M_f = M_{1D}$	= 1107	kNm
Strekkresultant i veggens randsoner:	$S_f = (\text{se vedlegg A.2.2, avsnitt 1.5.2})$	= 361,8	kN
Krevende strekkarmering:	$A_{sf} = (\text{se vedlegg A.2.2, avsnitt 2.1.2})$	= 832,5	mm <sup>2</sup>

Velger 11Ø10, armeringsjern som tilsvarer  $A_s = 11 \times 78,5\text{mm}^2 = 863,5\text{mm}^2 > A_{sf}$  OK!

Armeringens strekkraftkapasitet er relativt nær opptil beregnet strekkraft som er nødvendig for at plastisk ledd skal oppstå. (Seismisk last virker i begge retningene, dvs. veggskive armeres likt på begge sidekantene).

#### Dimensjonering for skjærkraft:

Opptredende Skjærkraft:	$V_f = V_1$	= 196,8	kNm
Skivens skjærkraftskapasitet:	$V_{Rd,c} = (\text{EC2, punkt 6.2.2})$	= 287,2	kN
	$V_f < V_{Rd,c}$ (trenger ikke skjærarmering)		OK!

Velger allikevel 3+3=6Ø12 skjærarmering, som tilsvarer ca.  $V_s = 6 \times 113 \times f_{yd} / \sqrt{3} = 178 \text{ kN}$ .  
Skjærarmeringen plasseres på veggens midtsone for å ikke påvirke veggens krumningsduktilitet.

### **Horizontalsnitt mellom vegg i første og annen etasje**

### Dimensjonering for bøyemoment:

Opptredende moment:	$M_f = M_{3D}$	= 811,1	kNm
Strekkresultant i veggens randsone:	$S_f =$ (se vedlegg A.2.2, avsnitt 1.5.3)	= 290,0	kN
Krevende strekkarmering:	$A_{sf} =$ (se vedlegg A.2.2, avsnitt 2.1.3)	= 667,5	mm <sup>2</sup>
Velger 9Ø10, armeringsjern som tilsvarer $A_s = 9 \times 78,5\text{mm}^2 = 706,5\text{mm}^2 > A_{sf}$			OK!

Armeringens strekkraftkapasitet er relativt nær opptil beregnet strekkraft som er nødvendig for at skiven deformeres som forutsatt (kompatible deformasjoner). Seismisk last virker i begge retningene, dvs. veggskive armeres likt på begge sidekantene.

### Dimensjonering for skjærkraft:

Opptredende Skjærkraft:	$V_f = V_1$	= 196,8	kNm
Skivens skjærkraftskapasitet:	$V_{Rd,c} =$ (EC2, punkt 6.2.2)	= 287,2	kN
	$V_f < V_{Rd,c}$ (trenger ikke skjærarmering)		OK!

Nedre grense for veggverrsnittets skjærkapasitet er større enn opptredende skjærkraft ved horisontal snitt i overgangen mellom vegg i andre og tredje etasje, dvs. ytterligere kontroll av skjærkapasitet er ikke nødvendig.

Benytter allikevel 3+3=6Ø12 ( $A_s=3 \times 113=339$ , pr. side) som gjennomgående skjærarmering som for alle andre plan. Skjærarmeringen plasseres på veggens midtsone for å ikke påvirke veggens krumningsduktilitet.

## 9.8 Økonomisk vurdering

I dette avsnittet skal jeg foreta en grov økonomisk vurdering for to typiske konstruksjoner. Økonomisk vurdering utføres ved å ta utgangspunkt i et tre etasjes boligbygg i Bergen. Det er samme bygg som er dimensjonert i denne oppgaven hvor en kort oppsummering av resultatene er vist i kapittel 9.7 (detaljert dimensjonering er lagt som vedlegg). Oppsummering av resultater er ment å illustrere hva som kan bli kostnadsbesparelsen ved å benytte to forskjellige fremgangsmåter for dimensjonering av konstruksjoner for seismiske lastvirkninger. Først presenteres mengder og materialkostnader for to dimensjoneringsprinsipper (DCL og DCM), og deretter diskuteres kort andre faktorer som kan ha innvirkning på kostnadene. Resultatene for både stål- og betongkonstruksjoner er presentert i tabellene 9.6-9.11. Overslaget gis i antall kilo/kroner som kan bespares (i %).

Først presenterer kostestimering for stålkonstruksjoner. Pris kr/kg stål er en gjennomsnittlig pris som inkluderer monteringskostnader og brannisolasjon (prisen er oppgitt av Smidt & Ingebrigtsen A/S).

Tabell 9.6 Beregnede mengder og estimerte materialkostnader etter DCL - dimensjoneringsprinsippet.

Mengde og sum pris for stålkonstruksjon - etter DCL dimensjoneringsprinsippet								
Konstruksjonsdeler i 1.etg	Beskr.	Profiltype	Masse [kg/m]	Lengde [m]	Antall [stk.]	Mengde i [kg]	Pris [kr/kg]	Tot. pris [kr]
	Diagonaler i X- og Y-retning	HUP100x100x8	22,9	4,2	8,0	777,3	31	24095
	Søylers langs X- og Y-retning	HUP200x200x10	58,5	3,0	16,0	2808,0	31	87048
	Bjelker i X- og Y-retning	HUP200x200x6,3	37,8	3,0	8,0	907,2	31	28123
	<b>Sum 1.etg</b>					4492,5		139266
2.etg	Diagonaler i X- og Y-retning	HUP100x100x8	22,9	4,2	8,0	777,3	31	24094,8
	Søylers langs X- og Y-retning	HUP180x180x6,3	34,0	3,0	16,0	1632,0	31	50592,0
	Bjelker i X- og Y-retning	HUP180x180x6,3	34,0	3,0	8,0	816,0	31	25296,0
	<b>Sum 2.etg</b>					3225,3		99982,8
3.etg	Diagonaler i X-retning	HUP100x100x5	14,7	4,2	8,0	498,9	31	15467,0
	Søylers langs X-retning	HUP180x180x6,3	34,0	3,0	16,0	1632,0	31	50592,0
	Bjelker i X-retning	HUP180x180x6,3	34,0	3,0	8,0	816,0	31	25296,0
	<b>Sum 3.etg</b>					2946,9		91355,0

Tabell 9.7 Beregnede mengder og estimerte materialkostnader etter DCM - dimensjoneringsprinsippet.

Menge og sum pris for stålkonstruksjon - etter DCM dimensjoneringsprinsippet									
Konstruksjonsdeler i 1.etg	Beskr.	Profiltype	Masse [kg/m]	Lengde [m]	Antall [stk.]	Mengde i [kg]		Pris [kr/kg]	Tot. pris [kr]
	Diagonaler i X- og Y-retning	HUP75x75x8	8,9	4,2	8,0	302,1		31	9364
	Søyler langs X- og Y-retning	HUP150x150x10	34,9	3,0	16,0	1675,2		31	51931
	Bjelker i X- og Y-retning	HUP150x150x10	34,9	3,0	8,0	837,6		31	25966
	<b>Sum 1.etg</b>					2814,9			87261
2.etg	Diagonaler i X- og Y-retning	HUP60x60x8	7,1	4,2	8,0	241,0		31	7470,4
	Søyler langs X- og Y-retning	HUP150x150x8	28,0	3,0	16,0	1344,0		31	41664,0
	Bjelker i X- og Y-retning	HUP150x150x8	28,0	3,0	8,0	672,0		31	20832,0
	<b>Sum 2.etg</b>					2257,0			69966,4
3.etg	Diagonaler i X- og Y-retning	HUP50x50x7	5,2	4,2	8,0	176,5		31	5471,3
	Søyler langs X- og Y-retning	HUP150x150x8	28,0	3,0	16,0	1344,0		31	41664,0
	Bjelker i X- og Y-retning	HUP150x150x8	28,0	3,0	8,0	672,0		31	20832,0
	<b>Sum 3.etg</b>					2192,5			67967,3

Tabell 9.8 Mulig materialbesparelse/kostnadsbesparelse for stålkonstruksjoner.

	Total mengde DCL [kg]	Total mengde DCM [kg]	Differanse i [%]	Total kost DCL i [kr]	Total kost DCM i [kr]	Differanse i [%]
Plan 1.etg.	4492,5	2814,9	37,3	139266,0	87261,2	37,3
Plan 2.etg.	3225,3	2257,0	30,0	99982,8	69966,4	30,0
Plan 3.etg.	2946,9	2192,5	25,6	91355,0	67967,3	25,6
Sum	10664,6	7264,4	31,9	330603,8	225194,9	31,9

Som det fremkommer av tabellene 9.7 – 9.9 kan vi si at dimensjonering av stålkonstruksjoner etter DCM- dimensjoneringsprinsippet kan gi betydelig materialbesparelser i sammenligning med DCL- dimensjoneringsprinsippet (gjelder for bæresystemer med konsentriske strekkdiagonaler). Ut i fra tabellene ser vi at strekkdiagonalene bidrar mest på materialbesparelsen ca. 60% differanse, samtidig som bjelkene utgjør det minste bidraget på materialbesparelsen, rundt 18% (moment og skjærkraft på bjelker er det samme for DCL og DCM). Søylene utgjør den største mengdeandelen (mengde i kg) og dermed har stor betydning for bæresystemets endelige materialbesparelse. Beregnede mengder på tabell 9.7-9.9 viser at DCM-dimensjoneringsprinsippet gir en materialbesparelse for søyler på ca. 32%.

Som forventet bidrar søylene og bjelkene i mindre grad til materialbesparelsen enn diagonalene. Det kan forklares med at for bæresystemer med konsentriske avstivninger, er bjelkene og søylene ikke-energiabsorberende konstruksjonsdeler dvs. dimensjoneres med overstyrke (se kap.8.3).

Kostnadsoverslag for betongkonstruksjoner er basert på armeringsmengden som kreves for DCL- og DCM-dimensjoneringsprinsippet. Her er kun armeringsmengden i selve veggskivene vurdert, dvs. forbindelsene og kraftoverføring mellom horisontale- og vertikale skivene er ikke kontrollert. Eventuell besparelse beregnes på grunnlag av armeringsmengden (armeringsareal i mm<sup>2</sup>) som kreves på hvert horisontal snitt ved plan 1, 2 og 3.

I denne oppgaven er det brukt samme tverrsnittsdimensjoner (b og h) for veggskiver for både DCL- og DCM-dimensjonering, dvs. betongmengden blir omtrent det samme for begge overnevnte dimensjoneringsprinsippene og er ikke vurdert i kostestimering. Resultatene for betongkonstruksjoner er presentert på tabellene 9.9 – 9.11.

Tabell 9.9 Kostnadsoverslag for stålkonstruksjoner dimensjonert etter DCL- dimensjoneringsprinsippet.

<b>Mengdeberegning for betongkonstruksjoner - etter DCL dimensjoneringsprinsippet</b>							
Beskr.	Armering per skive (n-Øn)	Arm. areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Antall [stk.]	Mengde i [kg]	Pris [kr/kg]	Tot. pris [kr]
Snitt ved overgang mellom fundament og vegg i 1.etg	10Ø16 + 6Ø12	2688,0	4,5	8,0	1509,6	16	24153
Snitt ved overgang mellom vegg i 1.etg og vegg i 2.etg	8Ø16 + 6Ø12	1947,0	4,0	8,0	486,0	16	7776
Snitt ved overgang mellom vegg i 2.etg og vegg i 3.etg	8Ø10 + 6Ø12	967,0	3,0	8,0	181,0	16	2896
<b>Sum</b>					2176,6		34825



Tabell 9.10 Kostnadsoverslag for stålkonstruksjoner dimensjonert etter DCM- dimensjoneringsprinsippet.

<b>Mengdeberegning for betongkonstruksjoner - etter DCM dimensjoneringsprinsippet</b>							
Beskr.	Armering per skive (n-Øn)	Arm. areal [mm <sup>2</sup> ]	Lengde [m]	Antall [stk.]	Mengde i [kg]	Pris [kr/kg]	Tot. pris [kr]
Snitt ved overgang mellom fundament og vegg i 1.etg	10Ø10 + 6Ø12	1463,0	4,5	8,0	821,6	16	13146
Snitt ved overgang mellom vegg i 1.etg og vegg i 2.etg	11Ø10 + 6Ø12	1202,5	4,0	8,0	300,1	16	4802
Snitt ved overgang mellom vegg i 2.etg og vegg i 3.etg	9Ø10 + 6Ø12	1045,5	3,0	8,0	195,7	16	3131
<b>Sum</b>					1317,5		21080

Tabell 9.11 Mulig materialbesparelse/kostnadsbesparelse for stålkonstruksjoner.

	Total mengde DCL [kg]	Total mengde DCM [kg]	Differanse i [%]	Total kost DCL i [kr]	Total kost DCM i [kr]	Differanse i [%]
Snitt ved 1.etg.	1509,6	821,6	45,6	24153,3	13145,9	45,6
Snitt ved 2.etg.	486,0	300,1	38,2	7775,5	4802,3	38,2
Snitt ved 3.etg.	181,0	195,7	-8,1	2896,4	3131,5	-8,1
Sum	2176,6	1317,5	39,5	34825,2	21079,7	39,5

Dimensjonering av betongkonstruksjoner etter DCM- dimensjoneringsprinsippet kan gi betydelig materialbesparelser i sammenligning med DCL- dimensjoneringsprinsippet (gjelder for bæresystemer bestående av duktile veggssystemer). I tabellene 9.9-9.11 ser vi at snitt mellom fundament og vegg i første etasje utgjør det største bidraget på materialbesparelsen, ca. 55%. I snitt ved overgang mellom vegg i andre og vegg i tredje etasje blir armeringsmengden for DCM- dimensjoneringsprinsippet større enn for DCL- dimensjoneringsprinsippet. Grunnen til det kan forklares av tilleggskravet som stilles til skivekapasiteten i NS-EN 1998-1, pkt. 5.4.2.4. Punkt 5.4.2.4 setter krav til det dimensjonerende bøyemomentdiagrammet langs vegg høyden, gis av en vertikalt forskjøvet omhyllingskurve av bøyemomentdiagrammet fra analyse (se fig. 9.7).

Beregnete mengder på tabell 9.11 viser at dimensjonering av betongkonstruksjoner (tilsvarende bygg som i denne oppgaven) etter DCM- dimensjoneringsprinsippet gir en materialbesparelse for strekkarmering på ca. 39%. NS-EN 1998-1 stiller krav til bruk av lukebøyer i veggens kritiske område ved DCM-dimensjonering (se kap.8.3.2). Dette reduserer besparelsen i en vis grad (ikke tatt hensyn til ved mengdeberegning).

### ***Kommentar til mengdeberegning for betongkonstruksjoner!***

Ved mengdeberegning vist på tabell 9.9-9.11 er armeringsmengden skalert med en faktor lik 2. Dette gjøres fordi veggskivene armeres likt på begge randsonene (horisontal lastvirkning kan forekomme fra alle retninger), mens vedlagte beregninger viser kun strekkarmering for den ene randsonen (veggens sidekant). Lengde på armeringsstengene er satt lik etasjehøyden pluss tillegg for forankring til overliggende plan. Det gjøres for både DCL- og DCM- dimensjoneringsprinsippet, dvs. endelige resultater blir ikke påvirket av armerings lengde. Videre er horisontalarmering i veggskiven ikke vurdert (antatt at horisontalarmering er det samme for begge, DCL- og DCM-dimensjoneringsprinsippet, dvs. blir lik minimumsarmering i hht NS-EN 1992-1, pkt. NA.9.6.3).

### **9.8.1 Usikkerhet knyttet til kostnadsoverslaget**

I dette kapittelet har jeg foretatt en grov økonomisk vurdering i forbindelse med mulig kostnadsbesparelse ved prosjektering av konstruksjoner for middels duktilitet (DCM). Resultatene vist i tabellene 9.6-9.11 viser kun materialbesparelsene for konstruksjonens bæresystem. Konstruksjonens bæresystem består av konstruksjonsdeler som utgjør kun en andel av hele konstruksjonen, dvs. prosentandelen på besparelsen blir langt lavere hvis man tar alle materialkostnadene i betraktning (sekundære konstruksjonsdeler bærer kun gravitasjonslasten som omtrent er i samme størrelsesorden for både DCL og DCM-dimensjonering). Når byggeprosjektets materialbesparelse er estimert, bør byggetekniske prosjekteringskostnader og utførelseskostnader vurderes. Størrelsen på byggetekniske prosjekteringskostnader og utførelseskostnader vil være sterkt påvirket av den kompetansen som den prosjekterende/utførende parten har. Beregning av konstruksjoner for DCM kan føre til noe lengre prosjekteringstid **ved første gangs prosjektering** pga. kjennskapen til de relevante standardene og kravene som stilles til konstruksjonens kapasitet og duktilitet. Siden de fleste av bedriftene (rådgivendeingeniør firmaer) har tilgang til flere enkle dataprogrammer (MathCad og Excel), kan enkle regneark lagres, som for eksempel vedlegg A1.2 og A2.2 i denne oppgaven, og brukes/tilpasses til senere DCM prosjekteringer. På den måten kan prosjekteringskostnadene bli omtrent lik for DCL- og DCM-dimensjoneringsprinsippet. Selv om DCM-dimensjoneringsprinsippet krever litt lengre prosjekteringstid vil det ikke bety at dimensjonering av konstruksjoner for middels energiabsorpsjon ikke er lønnsomt. I denne oppgaven er det kontrollert et enkelt (liten) bygg. For større byggeprosjekter vil besparelsen i kr. være betydelig større, slik at den endelige prosjektkostnaden blir mindre enn for konstruksjoner som dimensjoneres etter DCL-dimensjoneringsprinsippet.

Et annet usikkerhetsmoment er prisen per kilo stål/armering som er brukt i denne oppgaven. For stål vil prisen variere avhengig av profilstørrelser og type knutepunkter (for armering vil utforming av bøyer gi utslag på prisen). I dette tilfellet er konstruksjonen enkelt og krever ikke store knutepunkter dvs. brukt gjennomsnittspris kr/kg vil være en grei tilnærming og har ikke noen særlig innvirkning på kostnadene. I noen tilfeller vil bæresystemer belastes av større snittkrefter, og det medfører til større knutepunkter. I slike tilfeller kan forbindelseskostnadene ha innvirkning på gjennomsnittsprisen (kr/kg) og må vurderes ved mer nøyaktige kalkuler. I kostestimering vist i tabellene 9.6-9.11 er forankring av fundamenter på fjell ikke vist. Forankringskraften er tilnærmet lik snittkreftene ved fundamentnivå og kan gi en kostnadsdifferanse i størrelsesorden som for snitt ved overgang fundament og vegg i første etasje pluss noen ekstra utførelseskostnader. Dette øker besparelses prosentandel.

Den beregnede kostnadsbesparelsen som er vist i denne oppgaven er kun et overslag/estimat som kan brukes til vurdering av tilsvarende bygninger. Kostnadsestimeringene utført i dette delkapitlet viser at detaljprosjektering av konstruksjoner for middels duktilitet (DCM) kan gi betydelig kostnadsbesparelser.

## 9.9 Alternative beregningsmetoder for byggets respons

Som nevnt i kap.9.6.5 (se også kap.6) byggets egensvingningsperiode er helt avgjørende for størrelsen på den seismiske lastvirkningen. Beregningen av byggets egensvingningsperiode etter mer nøyaktig analyse, kan i noen tilfeller gi vesentlig mindre seismiske lastvirkninger. Mer nøyaktige beregninger av byggets egensvingningsperiode kan bestemmes enten ved hjelp av dataprogrammer eller alternative beregningsmetoder (se vedlegg B).

Avhengig av konstruksjonens egenskaper, i kap. 6 ble det diskutert om lineær-elastisk og ikke-lineær analysemetoder som kan brukes til å bestemme konstruksjonens dynamiske respons som grunnlag for dimensjoneringen av seismiske påvirkninger etter NS-EN 1998-1. Bruk av elementmetode baserte analyseprogrammer for å analysere konstruksjonens respons, er det blitt et vanlig prosess i de seinere årene. Det finnes mange analyseprogrammer som kan benyttes til konstruksjonsanalyse, noen er enkle og noen er mer tungvint å bruke. I denne oppgaven hadde jeg tilgang til analyseprogrammet *Autodesk Robot Structural Analysis Professional (ARS)*.

Ved bruk av analyseprogrammer, bør resultatene fra analysen kontrolleres. Det første man bør gjøre er å kontrollere om påførte gravitasjonslaster stemmer med sum oppleggskrefter (enkel måte å kontrollere). Videre i jordskjelvsammenheng er det viktig å kontrollere den konverterte massen som legges til grunn for beregning av seismisk lastvirkning. Andre faktorer som kan påvirke resultatene og bør nevnes er: geometriske avvik mellom modell og konstruksjon, feil i modellen (separert konstruksjon), randbetingelser, input parametrene (verdiene for grunnakselerasjon, grunnstype osv.), riktig valg av analysetype (flere programmer har mange analysemetoder som man kan velge i mellom), materialkvalitet osv.

Før man går i gang med analyseprogram for å analysere en konstruksjon, er det viktig å gjøre et overslag med håndberegninger basert på forenklet metode slik at vi får en følelse av hvilke resultater en kan forvente og i hvilken størrelsesorden disse kommer til å være. Den forenklete metoden for beregningen av byggets egensvingningsperiode skal helst bestemmes på basis av konstruksjonens virkelige stivhet. Dersom avviket mellom resultatene fra analysen og overslagsberegningene etter forenklete metoder er betydelige, bør det undersøkes grundig for hva som er årsaken til det. I slike tilfeller er det enklest å starte med å kontrollere håndberegningene. Etter at håndberegningene (forenklete beregningene) er kontrollert, bør forhold nevnt i forrige avsnitt sjekkes og vurderes. Som konstruktør er vi ansvarlig for evalueringen av resultatene slik at vi får luket eventuelle feil i modellen som kan ha betydelig innvirkning på konstruksjonens sikkerhet og økonomi.

Siden jordskjelvstandarder gir flere alternative beregningsmetoder for å bestemme byggets egensvingningsperiode (lastvirkning), kan disse benyttes til å evaluere beregningene fra analyseprogrammet. I det følgende vises resultater fra fire forskjellige beregningsmetoder for konstruksjonen som er kontrollert i denne oppgaven. Oppsummeringen av resultatene er vist i

delkapittel 9.9.1 og 9.9.2 (se tabell 9.12/9.13). I tabellene 9.12/9.13 er økningen av seismiske lastvirkninger pga. kombinasjonen av lastkomponentene og utilsiktet torsjonsvirkning ikke tatt hensyn til (resultater fra alle analyser påvirkes tilnærmet likt). Forenklete beregningsmetodene kontrolleres mot analyse utført på analyseprogrammet ARS. Dokumentasjon med detaljerte beregninger av byggets egensvingningsperiode og lastvirkning er vist i vedlegg B1/B2.

### 9.9.1 Betongkonstruksjoner

Følgene alternativer undersøkes (detaljert beregning er vist på **vedlegg B2**):

Alternativ 1: Beregner tilnærmet egenperiode etter NS-EN 1998-1 pkt. 4.3.3.2.2, lig. 4.6, (Skjærkraft ved grunnivå beregnes etter tverrickraftsmetoden);

Alternativ 2: Beregner tilnærmet egenperiode etter Rayleigh-metoden NS-EN 1998-1 pkt. 4.3.3.2.2(2), (Skjærkraft ved grunnivå beregnes etter tverrickraftsmetoden);

Alternativ 3: Beregner egenperiode ved å løse egenverdi-problem vha. Mathcad, (Skjærkraft ved grunnivå beregnes etter modal analyse, SRSS-kombinasjon);

Alternativ 4: Beregnet egenperiode vha. analyseprogram ARS, (Skjærkraft ved grunnivå beregnes etter modal analyse, CQC-kombinasjon).

Tabell 9.12 Sammenligning av resultater for betongkonstruksjoner.

Beregningsmetode	Første Egensvingningsperiode $T_1$ [s]	Skjærkraft ved grunnivå $V_0$ [kN]	Deformasjon i byggets øverste etasje $\delta$ [mm]
Alternativ 1	0,260	874	2,79
Alternativ 2	0,293	776	2,86
Alternativ 3	0,329 (for første svingeform)	745,7 (SRSS-kombinasjon)	2,88 (SRSS-kombinasjon)
Alternativ 4	0,290 (for første svingeform)	745,3 (CQC-kombinasjon)	2,82 (CQC-kombinasjon)

" - " ikke beregnet

Slik som det fremkommer av tabell 9.12 beregningen av byggets egensvingningsperiode etter alternativ 4 (ARS-analyse) stemmer det ganske bra med forenklet beregningsmetode (alternativ 1) som er brukt for dimensjoneringen av eksempelbygget i denne oppgaven. Dette gir en indikasjon på at forenklet beregningsmetode (alternativ 1) er en god tilnærming for regulære betongkonstruksjoner avstivet av bæresystem bestående av veggskiver.

Avviket mellom egensvingningsperiode beregnet etter **alternativ 1** og **alternativ 4** (periode for første svingeform) er ca. 10%, mens avviket mellom seismisk skjærkraft ved byggets grunnivå er på ca. 14%. Resultatene fra ARS-analysen viser at medsvingende masse for de første tre modene utgjør ca.  $77,18+19,13+3,52=99,83\%$  av total masse. Videre viser resultatene at medregnet masse

ved forenklet beregningsmetode er ca. 1,7% større enn den konverterte massen på ARS-analysen. Ved forenklet beregning av seismisk lastvirkning, er skjærkraften ved grunnivå redusert med en korrelasjonsfaktor  $\lambda=0.85$  (se kap. 6.3.2). Alle disse faktorene kan ivaretas ved å multiplisere den seismiske skjærkraften ved byggets grunnivå  $V_0$ , beregnet etter alternativ 1 med en faktor (kaller for  $\alpha$ )  $\alpha = 1 + ((0,998-0,85) - 0,017) = 1,131$ . Denne faktoren er en omregningsfaktor som tar hensyn til avvik mellom medregnet masse i ARS-analysen og de forenklete beregningsmetodene. Hvis alle disse forholdene taes i betraktning vil avviket (i prosent) mellom resultatene fra ARS-analysen (alternativ 4) og forenklet metode (alternativ 1) bli noe større enn det som er vist i tabell 9.12, men allikevel akseptable.

**Alternativ 2 og alternativ 4** (for første svingeform) gir tilnærmet samme egensvingningsperiode (ca. 1% avvik), mens avviket mellom skjærkraft ved byggets grunnivå er på ca. 4%. Dersom baseskjærkraften fra alternativ 2 multipliseres med en faktor,  $\alpha = 1,131$  (se forrige avsnitt), blir baseskjærkraften  $V_0=776 \cdot 1,131 = 877,5\text{kN}$ , dvs. avviket mellom resultatene blir større.

**Alternativ 3** er det beste alternativet for å kontrollere analyseprogrammer, men da må konstruksjonen være symmetrisk og regulær (som i vår tilfelle). Som vist i vedlegg B1, så stemmer både formen på de tre første svingemodene, forskyvningen og lastvirkning ganske bra med resultatene beregnet i ARS (kun X-retning). Beregnet seismisk skjærkraft ved byggets grunnivå etter alternativ 3 er det samme som for alternativ 4. Det kan forklares med at medregnet masse for alternativ 3 er noe større enn for alternativ 4. Videre ser vi at perioden varierer noe fra ARS-analysen. Dette kan delvis skyldes beregningen av skivestivheten i alternativ 3 (se kap. 6.7). Ved å beregne riktig stivhet og masse skal alternativ 3 gi tilnærmet samme resultater som ARS-analysen. Det gir en indikasjon for at regulære bygninger kan dimensjoneres ved en enkelt idealisert vertikal søyle/bjelkemodel, fast innspent i bunnen, med punktmasser i hver etasje og stivhet som tilsvarer konstruksjonens stivhet i hver betraktet retning. Denne metoden kan være krevende og krever kjennskap til modal analyse (se kap.6.3.1), men en grei og trygg måte å kontrollere lastvirkningene beregnet på analyseprogram.

På bakgrunn av disse resultatene kan det konkluderes med at så lenge betongkonstruksjonen ikke påvirkes av høyere ordens svingeformer (torsjonsvirkninger), forenklete beregningsmetoder inkludert alternativ 1, gir ganske god estimat for byggets egensvingningsperiode og den samlede seismiske kraften ved byggets fundamentnivå. I dette tilfellet gir forenklete beregningsmetoder (alternativ 1 og 2) noe konservative resultater i forhold til ARS-analysen. Som forventet beregnet seismisk skjærkraft ved byggets grunnivå etter alternativ 3 er det samme som for alternativ 4. Ut i fra resultatene vil jeg i denne sammenheng trekke frem alternativ 2 som er enkelt å gjennomføre og gir tilnærmet samme resultat som ARS-analyse.

### 9.9.2 Stålkonstruksjoner

Følgene alternativer undersøkes (detaljert beregning er vist i **vedlegg B2**):

- Alternativ 1: Beregner tilnærmet egenperiode etter NS-EN 1998-1 pkt. 4.3.3.2.2, lig. 4.6, (Skjærkraft ved grunnivå beregnes etter tverrkraftsmetoden);
- Alternativ 2: Beregner tilnærmet egenperiode etter Rayleigh-metoden NS-EN 1998-1 pkt. 4.3.3.2.2(2), (Skjærkraft ved grunnivå beregnes etter tverrkraftsmetoden);
- Alternativ 3: Beregner egenperiode etter generalisert SDOF-system metoden, (Skjærkraft ved grunnivå beregnes etter tverrkraftsmetoden);
- Alternativ 4: Beregnet egenperiode vha. analyseprogram ARS, (Skjærkraft ved grunnivå beregnes etter modal analyse, CQC-kombinasjon).

Tabell 9.13 Sammenligning av resultater for stålkonstruksjoner.

Beregningsmetode	Første Egensvingningsperiode $T_1$ [s]	Skjærkraft ved grunnivå $V_0$ [kN]	Deformasjon i byggets øverste etasje $\delta$ [mm]
Alternativ 1	0,260	874,2	2,80
Alternativ 2	0,618	367,8	10,5
Alternativ 3	0,542	419,1	5,01
Alternativ 4	0,610 (for første svingeform)	395,4 (CQC-kombinasjon)	8,20 (CQC-kombinasjon)

Ut i fra tabell 9.13 ser vi at beregningen av byggets egensvingningsperiode etter alternativ 4 (ARS-analyse) avviker sterkt fra den forenklete metoden (alternativ 1), som er benyttet for dimensjoneringen av eksempelbygget i denne oppgaven. Dette innebærer at alternativ 1 er en meget konservativ metode for dimensjoneringen av tilsvarende bygg som er kontrollert i denne oppgaven (regulær stålkonstruksjon avstivet av bæresystemer med konsentrisk avstivninger). Avviket mellom egensvingningsperioder beregnet etter **alternativ 1** og **alternativ 4** (for første svingeform) er ca. 57%, mens avviket mellom skjærkraft ved byggets grunnivå er på ca. 55%. Resultatene fra ARS-analysen viser at medsvingende masse for de første tre modene utgjør ca.  $83,37+14,82+1,81=100,0\%$  av totale masse. Avvik mellom medregnet masse ved forenklet beregningsmetode og konvertert masse på ARS-analysen er det samme som for betongbygg, 1,7%, men har ikke noen nevneverdig betydning for det store avviket i resultatene. Ut i fra disse sammenligningene vist i dette avsnittet, ser vi at det markante avviket mellom resultatene beregnet etter alternativ 1 og alternativ 4 er uakseptable. Dette støtter opp mistanke om at den forenklete metoden (alternativ 1) som er basert på empirisk tilnærming ikke er egnet for bygninger med bæresystemer med konsentriske avstivninger (stålrammer).

Samme som for betongkonstruksjoner **alternativ 2** og **alternativ 4** (for første svingeform) gir tilnærmet samme egensvingningsperiode (ca. 1,5% avvik), mens avviket mellom skjærkraft ved byggets grunnivå er ca. 7%. Dersom baseskjærkraften fra alternativ 2 multipliseres med en faktor,  $\alpha = 1 + ((1,00-0,85) - 0,017) = 1,133$  (se kap.9.9.1), blir baseskjærkraften  $V_0=367,8 \cdot 1,133 = 416$



kN, dvs. baseskjærkraften  $V_0$  beregnet etter alternativ 2 blir ca. 5% større enn  $V_0$  beregnet etter alternativ 4. Samme som for betongkonstruksjoner, forenklete beregninger av byggets egensvingningsperiode etter Rayleigh-metoden og ARS-analyse virker til å ligge ganske nære hverandre.

**Alternativ 3** er ikke beskrevet i kap.6. Metoden er utviklet for generaliserte SDOF-systemer, og kan brukes som en tilnærming til å beskrive bygninger med flere frihetsgrader (regulære bygg som i denne oppgaven). Byggets naturlig frekvens tilnærmet beregnes ut i fra forskyvningsformen. Denne metoden er grundig beskrevet i Chopra 2001, kap.8 (referanse [6], kap.6). Ut i fra resultatene vist i tabell 9.13, ser vi at avviket mellom egensvingningsperioder beregnet etter **alternativ 3** og **alternativ 4** (for første svingeform) er ca. 11%, mens avviket mellom skjærkraft ved byggets grunnivå er ca. 5,5%. Det gir en indikasjon på at **alternativ 3** gir god estimat for byggets egensvingningsperiode og den samlede seismiske kraften ved byggets fundamentnivå.

På bakgrunn av disse resultatene kan det konkluderes med at dimensjoneringen av stålkonstruksjonen etter den forenklete beregningsmetoden (alternativ 1) gir for konservative resultater og anbefales ikke. Alternativ 2 og 3 er basert på byggets virkelige stivhet og derfor virker til å gi tilnærmet korrekt estimat for konstruksjonens egensvingningsperiode og dermed seismisk skjærkraft ved byggets grunnivå.

Det bør nevnes at dersom alternativ 2 blir benyttet for dimensjonering av stålbygget, vill P- $\Delta$  effektene gi betydelig lastøkning i enkelte plan. Dette er ikke vist i vedlagte beregninger, men en enkelt kontroll viser at lastøkning ved første plan (dekke over 1.etg) kan bli ca.25-35%, samtidig som sensitivitetsfaktoren  $\theta$  nærmer seg den øvre grensen på 0,30. Disse effektene er diskutert i kap. 6.6 og bør alltid kontrolleres ved jordskjelvdimensjonering.

NB! Beregnet dimensjonerende spektral akselerasjon etter alternativ 2 er,  $S_d(T)=0,459m/s^2 < 0,05g$  (se vedlegg B2-2) dvs. for stålkonstruksjon omhandlet i denne oppgaven (eksempelbygg avstivet med konsentriske avstivninger), utelatelseskriteriene beskrevet i kap. 5.6, kriterium 3, kan anvendes.

## 10 Diskusjon og Hovedkonklusjon

I denne masteroppgaven er hovedfokuset rettet mot alternative metoder for dimensjoneringen av konstruksjoner i hht. NS-EN 1998-1, hvor konstruksjonens energiabsorpsjonsevne settes i fokus. Konstruksjonens evne til å absorbere og fordele energien i bygget angis av den såkalte konstruksjonsfaktoren  $q$ . Konstruksjonsfaktoren  $q$  varierer for forskjellige duktilitetsklasser. I hht. NS-EN 1998-1 kan konstruksjoner deles i lavt-, middels- og høyt duktilitets nivå. Siden Norge faller innenfor de lavseismiske områdene i Europa regner vi ikke med at jordskjelv vil vare lenge nok til at konstruksjonen brytes ned til småbiter. Det innebærer at vurderingen av høyenergiabsorberende konstruksjoner (DCH) ikke er aktuelt for Norge. Dette er også bekreftet i NS-EN 1998-1, pkt. NA.5.2.1. Her i denne oppgaven rettes fokuset på duktilitetsklasser som er aktuelle for konstruksjoner i Norge, det vil si lav- og middelsduktile konstruksjoner (DCL og DCM). Dimensjonering og detaljering av konstruksjoner etter DCM-dimensjoneringsprinsippet er beskrevet i kapittel 8, og vist ved konkret eksempel i kapittel 9. Dimensjonering og detaljering er dokumentert ved beregninger som legges som vedlegg til denne rapporten. Ut i fra utførte beregninger er det så foretatt en økonomisk vurdering av kostnader eller besparelser som DCM-dimensjoneringsprinsippet kan medføre.

I denne oppgaven er det også undersøkt om forenklede beregningsmetoder som er benyttet for beregninger av konstruksjonens egensvingningsperiode og seismisk skjærkraft ved grunnivå for eksempelbygget er tilfredsstillende mht. nøyaktighet.

### 10.1 Konklusjon – Økonomisk vurdering

I denne oppgaven er det undersøkt om utnyttelsen av materialets duktile egenskaper har betydning for materialkostnadene og eventuelle tilleggskostnader som detaljering og prosjektering av energiabsorberende konstruksjoner kan påføre.

Beregningene utført i denne oppgaven viser at utnyttelsen av materialets duktile egenskaper, dvs. **dimensjoneringen av konstruksjoner etter DCM-dimensjoneringsprinsippet har betydelig innvirkning på seismisk lastvirkning og materialkostnader. Det er påvist ved å utføre en dimensjonering av et eksempelbygg etter DCL- og DCM-dimensjoneringsprinsippene. Besparelsen i %** for både stål- og betongkonstruksjoner ved dimensjonering av konstruksjoner etter DCM-dimensjoneringsprinsippet er presentert i **kap.9.8**. Utnyttelsen av materialets duktilitet krever at den prosjekterende har kjennskap til materialets grunnleggende egenskaper og faktorer som kan påvirke disse egenskapene i ønsket eller uønsket retning.

Innføringen av NS-EN 1998-1, gjør det mulig for oss bygningsingeniører å kunne prosjektere konstruksjoner enten etter den tradisjonelle elastisitetsteorien der konstruksjonen dimensjoneres for lav energiabsorpsjon (DCL), eller dimensjonere konstruksjonen for middels energiabsorpsjon (DCM). DCM-dimensjoneringsprinsippet er ikke noen tradisjonell dimensjoneringsmetode her til

lands, og anvendes svært sjelden. Grunnen til det kan være mange, men en av hovedgrunnene er tilleggsgbestemmelsene i hht jordskjelvstandarden som må tilfredstilles. I NS-EN 1998-1, kap.5-9 er disse tilleggsgbestemmelsene beskrevet i detalj.

Hvis den prosjekterende parten har kompetanse og god kjennskap til jordskjelvstandarden og andre relevante standarder, kan dimensjoneringen av konstruksjoner etter DCM-dimensjoneringsprinsippet gi byggherren betydelige kostnadsbesparelser samtidig som den prosjekterende part vil få økt kompetanse innen dette feltet. Siden DCM-dimensjoneringsprinsippet er noe nytt i Norge, bør den prosjekterende part (bedriften) vurdere denne muligheten, noe som kan representere en reell konkurransefordel i nær fremtid. For at muligheten skal kunne bli en fordel for den prosjekterende konsulent som konkurrerer med andre bedrifter om oppdrag, bør DCM-dimensjoneringsprinsippet gi en lavere total kostnad eller andre fordeler sammenlignet med DCL-dimensjoneringsprinsippet. Det innebærer at i tillegg til materialbesparelsene må også prosjekteringskostnadene være på samme nivå som for DCL-dimensjoneringsprinsippet.

Ved økonomisk vurdering er kostnadsbesparelsen basert kun på materialbesparelse, dvs. at tilleggsgkostnader som prosjekteringskostnader og utførelseskostnader er ikke dokumentert. Siden eksempelbygget i denne oppgaven er dimensjonert og detaljert for både lav- og middels duktilitet, kan jeg gi en kvalitativ vurdering på basis av medgått tid for disse to dimensjoneringsprinsippene. Etter at jeg har gjennomgått jordskjelvstandardens tilleggsgkrav for lav- og middels duktilitet, og **på basis av medgått tid** som DCL- og DCM- dimensjoneringsprinsippet har krevd for denne oppgaven, **jeg kan konkludere med at dimensjonering og detaljering av konstruksjoner etter DCM-dimensjoneringsprinsippet ikke medfører noen tilleggsg prosjekteringskostnader.** Likevel må den prosjekterende part forvente at første gangs prosjektering i noen tilfeller kan gi noen tilleggsg prosjekteringskostnader, men det er snakk om minimal tidsforbruk.

Som for prosjekteringskostnader, kan også utførelseskostnader påvirkes av erfaringene og kompetansen som den utførende part besitter. For stålkonstruksjoner med tilsvarende bæresystem som konstruksjonen som er dimensjonert i denne oppgaven blir avstivningssystemet (stålrammen) utformet etter samme prinsipper for både DCL- og DCM-dimensjoneringsprinsippet. Derfor ser jeg ingen grunn til å tro at utførelseskostnader for konstruksjoner med konsentriske avstivninger vil øke ved dimensjonering etter DCM-dimensjoneringsprinsippet. For betongkonstruksjoner avstivet med duktile veggskiver (som i eksempelbygget i denne oppgaven) vil utforming av veggskivene ved det kritiske området (i det energiabsorberende området) påføre den utførende part noen ekstra kostnader i form av mer tidsforbruk. Siden veggskivens kritiske område vanligvis blir lik etasjehøyden (for bygg mindre enn 6 etg.), vil kostnadsøkningen være minimal i forhold til utførelseskostnader for tradisjonelle bygg dimensjonert etter DCL-dimensjoneringsprinsippet.

**Ut i fra beregningene utført i denne oppgaven kan jeg konkludere** med at (konklusjonen gjelder for typiske bygg som er kontrollert i denne oppgaven):

- ✚ Dimensjonering av konstruksjoner for middels duktilitet gir betydelige materialbesparelse for både betong- og stålkonstruksjoner.
- ✚ Dimensjonering av betong- og stålkonstruksjoner etter DCM-dimensjoneringsprinsippet vil ikke påføre den prosjekterende part betydelig kostnadsøkning.
- ✚ Dimensjonering av stålkonstruksjoner for middels duktilitet vil ikke påføre kostnadsøkninger for den utførende part. For betongkonstruksjoner kan utførelses kostnader bli noe høyere enn for lav duktilitet. Tilleggs kostnadene vil være minimale og vil ikke påvirke de totale kostnadene.

## 10.2 Konklusjon – Konstruksjonsanalyse og forenklete beregningsmetoder

Avhengig av byggets geometriske egenskaper foreslår NS-EN 1998-1 og tilgjengelig litteratur som omhandler jordskjelv, flere alternative metoder for bestemmelse av den dynamiske konstruksjonsresponsen. Som nevnt i kap. 9.9 er byggets egensvingningsperiode en viktig dynamisk egenskap for å bestemme den dimensjonerende akselerasjonen, som videre kan benyttes til å beregne den seismiske lastvirkningen. Flere alternative prosedyrer for beregning av byggets egensvingningsperiode (seismisk last) i hht NS-EN 1998-1 ble beskrevet i kap.6. I **kap.9.9** ble den beregnede seismiske lasten (egensvingningsperiode) for eksempelbygget som er kontrollert i denne oppgaven sammenlignet ved bruk av flere beregningsmetoder inkludert elementmetode baserte analyseprogram *Autodesk Robot Structural Analysis Professional (ARS)*.

**Ut i fra beregningene utført i denne oppgaven kan jeg konkludere** med at (konklusjonen gjelder for typiske bygg som er kontrollert i denne oppgaven):

- ✚ Bruk av analyseprogram (ARS) er den tryggeste måten å beregne byggets dynamiske respons. Uendelige mange valg kan fort bli forvirrende for nybegynnere, noe som enkelt kan påvirke analysekvaliteten og analyseresultatene. Kontroll av alle forhold som kan påvirke resultatene (se kap 9.9) kan være tidskrevende i forhold til forenklete beregningsmetoder.
- ✚ Den forenklete beregningsmetoden, Rayleigh-metoden er basert på byggets virkelige stivhet og virker derfor til å gi et korrekt estimat for både betong- og stålkonstruksjoner. Det er påvist i kap. 9.9.1 og kap. 9.9.2.
- ✚ Den forenklete beregningsmetoden etter NS-EN 1998-1 pkt. 4.3.3.2.2, lig.4.6 (basert på empiriske tilnærminger) har ingen sammenheng med byggets stivhet. For typiske betongkonstruksjoner som eksempelbygget i denne oppgaven gir denne metoden ganske god estimat for byggets egensvingningsperiode og den samlede seismiske kraften ved byggets fundamentnivå. Det er påvist i kapittel 9.9.1. På bakgrunn av resultater vist i kap. 9.9.2 kan det konkluderes med at dimensjoneringen av stålkonstruksjonen (tilsvarende den

som er kontrollert i denne oppgaven) etter den forenklede beregningsmetoden gir for konservative resultater og metoden anbefales ikke.

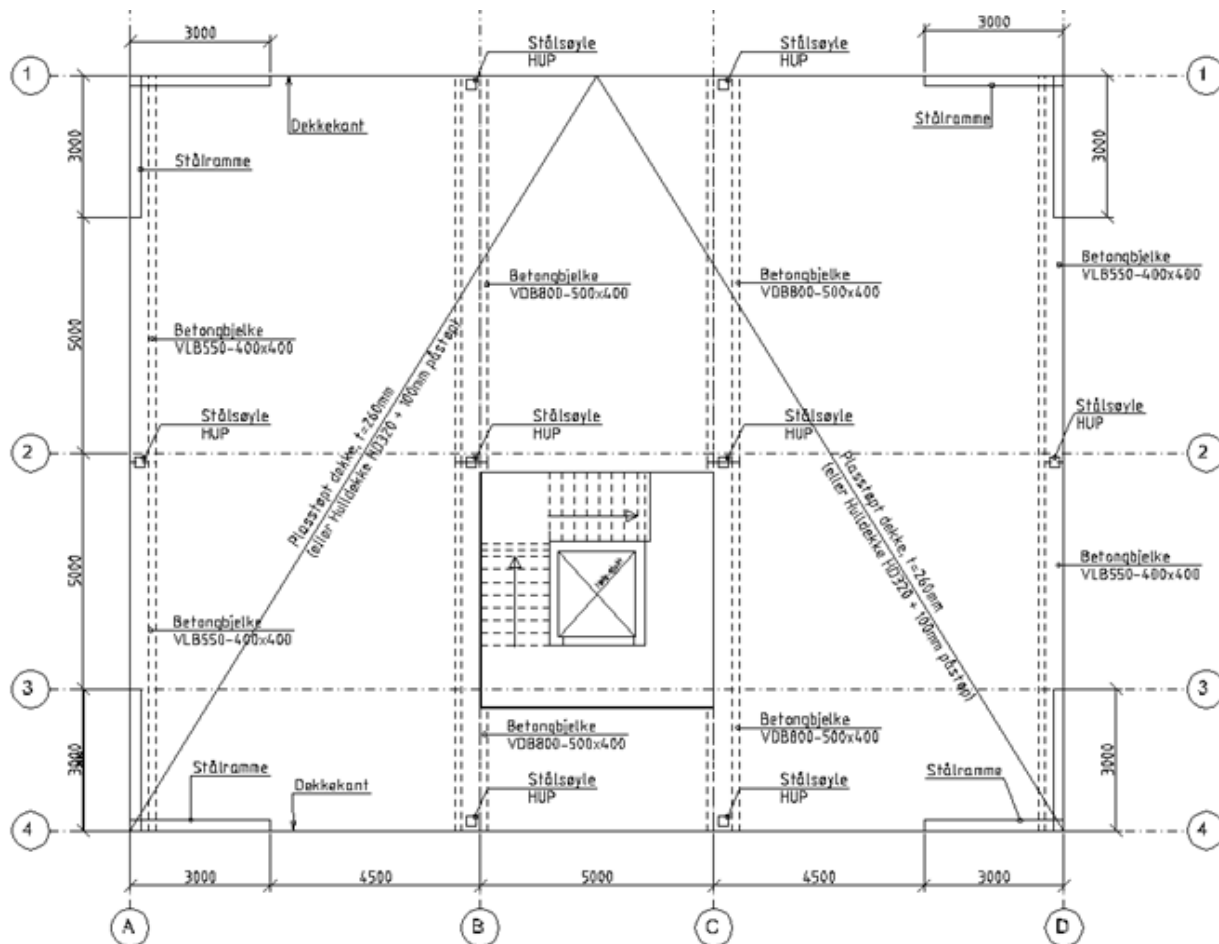
- ✚ Uavhengig av valgt analysetype i prosjekteringen, bør alltid de beregnede seismiske lastvirkningene kontrolleres med en forenklet alternativ beregningsmetode. Dette bør gjøres for å være rimelig sikker på at resultatene som oppnås er til å stole på, dvs. 1) de er ikke for konservative for å påføre prosjektet unødvendige kostnader; 2) beregnet seismisk last er ikke for lav slik at menneskeliv settes i fare ved en seismisk hendelse.

## 11 Vedlegg

Detaljert beregning av seismisk lastvirkning og detaljprosjektering av kritiske snitt for typiske konstruksjoner nevnt i kapittel 9 er vist i dette vedlegget. I denne masteroppgaven er vedlegg klassifisert som følger:

- Vedlegg A1.1: Lastvirkning og kraftfordeling - Stålkonstruksjoner
- Vedlegg A1.2: Detaljprosjektering av kritisk snitt - Stålkonstruksjoner
- Vedlegg A2.1: Lastvirkning og kraftfordeling - Betongkonstruksjoner
- Vedlegg A2.2: Detaljprosjektering av kritisk snitt – Betongkonstruksjoner
- Vedlegg B1: Beregning av byggets respons etter alternative beregningsmetoder – betongbygg
- Vedlegg B2: Beregning av byggets respons etter alternative beregningsmetoder – stålbygg

### Lastvirkning og kraftfordeling - Stålkonstruksjoner



Figur A1.1-1 Plan med oversikt over plassering av avstivningssystemet (ASi - ramme 1, 2...i)

#### A1.1-1.0 Hovedparametre i hht NS-EN 1998

Data og forutsetninger (Bolignytt i Bergen - Seismisk klasse I):

Byggestedets spissverdi for grunnens akselerasjon i berg antas å være NS Figur NA.3(901) returperiode 475år.

$$a_g := 0.8 \cdot 0.85m \cdot s^{-2}$$

Bygget er satt i seismisk klasse I (NS-EN 1998-1 Tabell NA.4(901))

$$\gamma_1 := 1.00$$

Faktor avhengi av avstivningssystem - konsentriske stålrammer (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2):

$$C_t := 0.05$$

Konstruksjonsfaktor (NS-EN 1998-1 pkt.3.2.2.5/6.3.2):

$$q_{DCL} := 1.5$$

$$q_{DCM} := 4.0$$

Grunnverdi for konstruksjonsfaktor (NS-EN 1998-1 pkt.5.2.2.2, ikke komplette veggssystemer):

$$q_0 := 3.0$$

Verdier og parametre som beskriver responspektra som brukes i Norge (NS-EN 1998-1 pkt.NA.3.2.2.2)

$$S := 1.00$$

$$T_B(s) := 0.10$$

**Grunntype A** Tabell NA.3.1:

$$T_C(s) := 0.25$$

$$T_D(s) := 1.50$$

Byggets lengde, bredde og høyde

$$B_x := 18m$$

$$B_y := 20m$$

$$H := 9.0m$$

Etasjehøyde 1, 2 og 3:

$$H_{pl\_1} := 3.0m$$

$$H_{pl\_2} := 6.0m$$

$$H_{pl\_3} := 9.0m$$



## A1.1-1.1 Karakteristiske laster og lastfaktorer:

### A1.1-1.1.1 Lastfaktorer:

Lastfaktorer i hh NS-EN 3490:

$$\gamma_g := 1.00$$

$$\gamma_p := 1.00$$

I hht NS-EN 3490, Tabell NA.A1.1:  
lastfaktorer for tilnærmet permanent verdi

$$\psi_p := 0.30$$

$$\psi_s := 0.20$$

### A1.1-1.1.2 Karakteristiske laster:

Betongplate etasje 1:

$$g_{k1} := (0.26 \cdot 25 + 0.3 + 0.5) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{k1} = 7.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Betongplate etasje 2:

$$g_{k2} := (0.26 \cdot 25 + 0.3 + 0.5) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{k2} = 7.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Betongplate etasje 3:

$$g_{\text{tak}} := (0.26 \cdot 25 + 0.3 + 0.5) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{\text{tak}} = 7.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vegger/søyler/bjelker  
ca.:

$$g_{\text{diverse}} := \left[ 25 \cdot 0.22 \cdot \left[ \frac{(4 + 2) \cdot 3.0 \cdot 4}{(360 - 5 \cdot 4)} \right] \right] \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{\text{diverse}} = 1.16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttelast for boligarealer:  
(NS-EN 1991-1-1, Tabell 6.2)

$$p_k := 2.0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Snølast på tak, Bergen:  
(NS-EN 1991-1-3, Tabell NA.4.1)

$$s_k := (2.0 \cdot 0.8) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$P_{\text{tak}} := s_k$$

### A1.1-1.1.3 Belastningsareal og karakteristiske laster per etasje:

Belastet areal dekke.o.1.etg:

$$A_1 := [(18\text{m} \cdot 20\text{m}) - 5\text{m} \cdot 5.5\text{m}]$$

$$A_1 = 332.5 \text{ m}^2$$

Belastet areal dekke.o.2.etg:

$$A_2 := A_1$$

$$A_2 = 332.5 \text{ m}^2$$

Belastet areal dekke.o.3.etg:

$$A_3 := 18\text{m} \cdot 20\text{m}$$

$$A_3 = 360 \text{ m}^2$$

Karakteristiske laster per etasje. (alle laster i bruksgrense, vekt av vegger, søyler og bjelker er inkludert).

Last fra dekke + vegger plan 1:

$$G_1 := (g_{k1} + g_{\text{diverse}}) \cdot A_1$$

$$G_1 = 2814.5 \text{ kN}$$

$$P_1 := p_k A_1$$

$$P_1 = 665 \text{ kN}$$

Last fra dekke + vegger plan 2:

$$G_2 := (g_{k2} + g_{\text{diverse}}) \cdot A_2$$

$$G_2 = 2814.5 \text{ kN}$$

$$P_2 := p_k A_2$$

$$P_2 = 665 \text{ kN}$$

Last fra dekke + vegger plan 3:

$$G_3 := (g_{\text{tak}} + g_{\text{diverse}}) \cdot A_3$$

$$G_3 = 3047.3 \text{ kN}$$

$$P_3 := s_k A_3$$

$$P_3 = 576 \text{ kN}$$

Samlet masse per etasje/plan  
blir (midlere masse 1-3):

$$m_{\text{pl}_1} := \left[ G_1 \cdot \gamma_g + (P_1) \cdot \gamma_p \cdot \psi_p \right] \cdot \frac{1}{g}$$

$$m_{\text{pl}_1} = 307344 \text{ kg}$$

$$g = 9.807 \text{ m s}^{-2}$$

$$m_{pl\_2} := \left[ G_2 \cdot \gamma_g + (P_2) \cdot \gamma_p \cdot \psi_p \right] \cdot \frac{1}{g} \quad m_{pl\_2} = 307344 \text{ kg}$$

$$m_{pl\_3} := \left( G_3 \cdot \gamma_g + P_3 \cdot \gamma_p \cdot \psi_p \right) \cdot \frac{1}{g} \quad m_{pl\_3} = 328358 \text{ kg}$$

$$m_{tot} := m_{pl\_1} + m_{pl\_2} + m_{pl\_3} \quad m_{tot} = 943046.2 \text{ kg}$$

### A1.1-1.2 Beregning av seismisk last

Beregner tilnærmet egenperiode  
(NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2):

$$T_1 := \min \left[ C_t \cdot \left( \frac{H_{pl\_3}}{1.0\text{m}} \right)^{0.75}, 4 \cdot T_C(\text{s}), 2.0 \right] \quad T_1 = 0.26$$

Korrelasjonsfaktoren  
(NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2):

$$\lambda := \begin{cases} 0.85 & \text{if } T_1 < 2 \cdot T_C(\text{s}) \\ 1.0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad \lambda = 0.85$$

Faktor  $\beta$  (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.2.2.5)

$$\beta := 0.2 \quad a_g \cdot \beta = 0.136 \text{ m s}^{-2}$$

Horizontal dimensjonerende spektret  
(NS-EN 1998-1 pkt.4.3.2.2.5):

$$S_{d,DCL}(T_1) := \begin{cases} a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T_1}{T_B(\text{s})} \cdot \left( \frac{2.5}{q_{DCL}} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{if } 0 < T_1 < T_B(\text{s}) \\ \left[ a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \left( \frac{2.5}{q_{DCL}} \right) \right] & \text{if } T_B(\text{s}) \leq T_1 \leq T_C(\text{s}) \\ a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \frac{2.5}{q_{DCL}} \cdot \left( \frac{T_C(\text{s})}{T_1} \right) & \text{if } T_C(\text{s}) \leq T_1 \leq T_D(\text{s}) \\ a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \frac{2.5}{q_{DCL}} \cdot \left( \frac{T_C(\text{s}) \cdot T_D(\text{s})}{T_1^2} \right) & \text{if } T_D(\text{s}) \leq T_1 \end{cases}$$

Dimensjonerende spektra for middels duktilitet  $S_{d,DCM}(T)$  beregnes etter samme ligning som for  $S_{d,DCL}(T)$ , men med konstruksjonsfaktor  $q=q_{DCM}$  (ligningen ligge utenfor arkens marger og er ikke vist i dokumentet)

$$S_{d,DCL}(T_1) = 1.091 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$S_{d,DCM}(T_1) = 0.409 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Seismisk skjærkraft ved terrengnivå for hver hovedretning bestemmes som følge (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2):

$$F_{b,DCL} := S_{d,DCL}(T_1) \cdot (m_{pl\_1} + m_{pl\_2} + m_{pl\_3}) \cdot \lambda \quad F_{b,DCM} := S_{d,DCM}(T_1) \cdot (m_{pl\_1} + m_{pl\_2} + m_{pl\_3}) \cdot \lambda$$

$$F_{b,DCL} = 874.17 \text{ kN}$$

$$F_{b,DCM} = 327.82 \text{ kN}$$

Effekt av utilsiktet torsjonsvirkninger (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2). Avstivning ligget i byggets ytre akser, dvs. utilsiktet torsjonsvirkning utgjør 10% av tot. last:

$$F_{bx,DCL} := F_{b,DCL} \cdot (1.0 + 0.1) \quad F_{bx,DCL} = 962 \text{ kN} \quad F_{bx,DCM} := F_{b,DCM} \cdot (1.0 + 0.1) \quad F_{bx,DCM} = 361 \text{ kN}$$

$$F_{by,DCL} := F_{b,DCL} \cdot (1.0 + 0.1) \quad F_{by,DCL} = 962 \text{ kN} \quad F_{by,DCM} := F_{b,DCM} \cdot (1.0 + 0.1) \quad F_{by,DCM} = 361 \text{ kN}$$

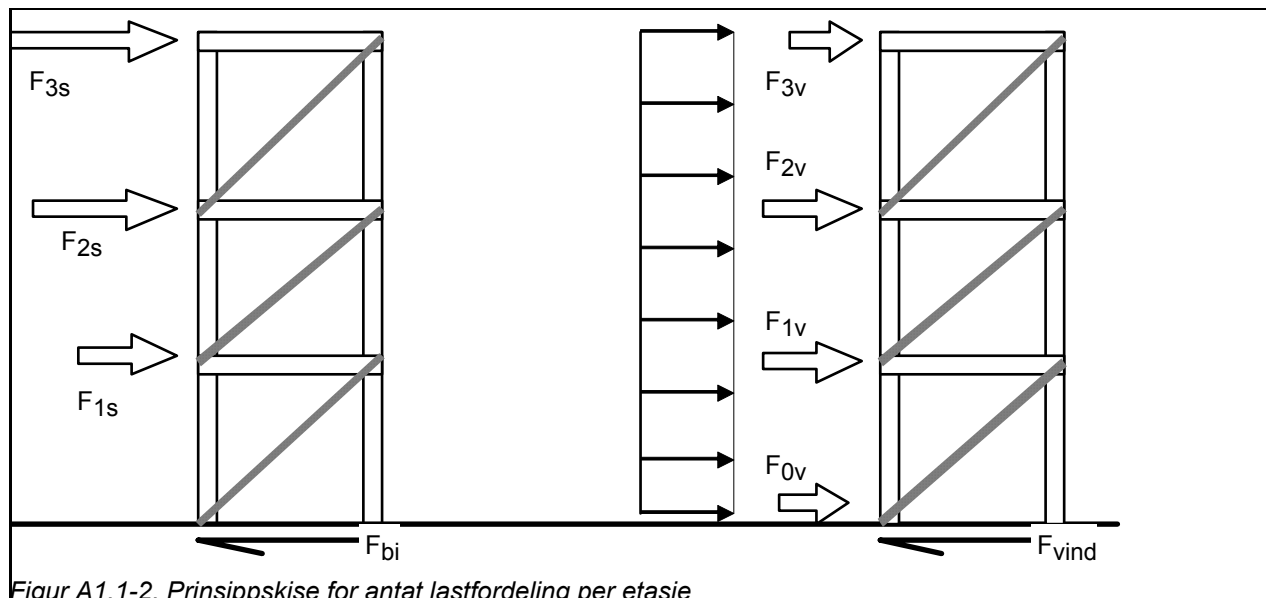
Horisontal seismisk lastvirkning som følge av kominasjon av de horisontale komponentene, (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2)

$$E_{dx,DCL} := F_{bx,DCL} \cdot (1.0 + 0.3) \quad E_{dx,DCL} = 1250 \text{ kN} \quad E_{bx,DCM} := F_{bx,DCM} \cdot (1.0 + 0.3) \quad E_{bx,DCM} = 361 \text{ kN}$$

$$E_{dy,DCL} := F_{by,DCL} \cdot (1.0 + 0.3) \quad E_{dy,DCL} = 1250 \text{ kN} \quad E_{dy,DCM} := F_{by,DCM} \cdot (1.0 + 0.3) \quad E_{dy,DCM} = 469 \text{ kN}$$

### A1.1-1.3 Fordeling av horisontalkraft ved i-te etg (DCL, DCM og vind)

Etasjehøyder  $z_n$ :  $z_1 := (H_{pl\_1})$   $z_2 := H_{pl\_2}$   $z_3 := H_{pl\_3}$   
 Masser per etg:  $m_1 := m_{pl\_1}$   $m_2 := m_{pl\_2}$   $m_3 := m_{pl\_3}$



Figur A1.1-2. Prinsippkise for antatt lastfordeling per etasje

#### A1.1-1.3.1 Totale horisontale seismiske krefter inkludert torsjon- og kraftretningsvirkninger

Horizontal last ved etasje 1. (se beregningene over):

$$F_{1.DCL} := E_{dx.DCL} \cdot \frac{z_1 \cdot m_1}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3} \quad F_{1.DCM} := E_{bx.DCM} \cdot \frac{z_1 \cdot m_1}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

Horizontal last ved etasje 2. (se beregningene over):

$$F_{2.DCL} := E_{dx.DCL} \cdot \frac{z_2 \cdot m_2}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3} \quad F_{2.DCM} := E_{bx.DCM} \cdot \frac{z_2 \cdot m_2}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

Horizontal last ved etasje 3. (se beregningene over):

$$F_{3.DCL} := E_{dx.DCL} \cdot \frac{z_3 \cdot m_3}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3} \quad F_{3.DCM} := E_{bx.DCM} \cdot \frac{z_3 \cdot m_3}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

#### A1.1-1.3.2 Vindlast + Skjevstillingslat

Vindtrykk beregnet på OS-prog: (Eg = gavlvegg, EI = langvegg)	$q_{DEg} := (0.56 + 0.24) \frac{kN}{m^2}$	$q_{DEg} = 0.8 \frac{kN}{m^2}$
	$q_{DEI} := (0.56 + 0.24) \frac{kN}{m^2}$	$q_{DEI} = 0.8 \frac{kN}{m^2}$
	$G_{tot} := G_1 + G_2 + G_3$	$G_{tot} = 8676.3 \text{ kN}$
	$P_{tot} := P_1 + P_2 + P_3$	$G_{tot} = 8676.3 \text{ kN}$

Sjevstillingslast omregnet til vindlast:	$F_{skjevs} := \frac{0.5\%}{1.5} \cdot (G_{tot} \cdot 1.2 + P_{tot} \cdot 1.5)$	$F_{skjevs} = 44.2 \text{ kN}$
Vindlast mot langvegg:	$F_{vind} := q_{DEI} \cdot (20\text{m} \cdot 9\text{m})$	$F_{vind} = 144 \text{ kN}$
Vind + Skjevstilling bruddgrense - mot langvegg:	$F_{tot\_vl} := (F_{vind} + F_{skjevs}) \cdot 1.5$	$F_{tot\_vl} = 282.4 \text{ kN}$

### A1.1-1.3.3 Horisontale vindkrefter per etg.

Horizontal last ved etasje 3: (se beregningene over)	$F_{3v} := F_{tot\_vl} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{1etg}{3etg}\right)$	$F_{3v} = 47.06 \text{ kN}$
Horizontal last ved etasje 2: (se beregningene over)	$F_{2v} := F_{tot\_vl} \cdot \left(\frac{1etg}{3etg}\right)$	$F_{2v} = 94.12 \text{ kN}$
Horizontal last ved etasje 1: (se beregningene over)	$F_{1v} := F_{tot\_vl} \cdot \left(\frac{1etg}{3etg}\right)$	$F_{1v} = 94.12 \text{ kN}$
Horizontal last ved etasje 0: (se beregningene over)	$F_{0v} := F_{tot\_vl} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{1etg}{3etg}\right)$	$F_{0v} = 47.06 \text{ kN}$
Skjærkraft ved fundamentnivå: (se beregningene over)	$F_{vind} := F_{1v} + F_{2v} + F_{3v} + F_{0v}$	$F_{vind} = 282.35 \text{ kN}$

### A1.1-1.3.4 Forholdet mellom seismisk og vindlast

Seismiske lastvirkning uten utilsiktet torsjonsvirkning ( $0.1F_b$ ) og retningsvirkning ( $E_{di}=E_{di}+0,3E_{dj}$ ).

(Midelsduktilitet (DCM) og lav duktilitet (DCL)):

$$\mu_{1.DCL} := \frac{F_{b.DCL}}{F_{tot\_vl}} \quad \mu_{1.DCL} = 3.096 \quad \mu_{1.DCM} := \frac{F_{b.DCM}}{F_{tot\_vl}} \quad \mu_{1.DCM} = 1.161$$

Forhold mellom vindlast og jordskjelvslast, for  $T=C_t \cdot H^{0.75}$ . Legger til for torsjonsvirkning ( $0.1F_b$ ) og retningsvirkning ( $E_{di}=E_{di}+0,3E_{dj}$ ):

$$\mu_{2.DCL} := \frac{F_{b.DCL} \cdot [1 + (0.1 + 0.3)]}{F_{vind}} \quad \mu_{2.DCM} := \frac{F_{b.DCM} \cdot [1 + (0.1 + 0.3)]}{F_{vind}}$$

NB! Vi ser at beregnet seismisk last beregnet etter empirisk metode (tilnermet) i hht NS-EN 1998-1, lig. 4.6, gir veldig store laster i forhold til vind+skjevstillingslast.

### A1.1-1.2-1 Kontroll av andre ordnes effekter

En viktig effekt som vi alltid må undersøke uavhengig av analysetype, er andre ordnes virkninger, også kjent som  $P-\Delta$  virkning. Iht. NS-EN 1998-1 pkt 4.4.2.2 er det ikke nødvendig å ta hensyn til  $P-\Delta$  effekter hvis følgende betingelse er oppfylt:

$$\text{NS-EN 1998.1, pkt. 4.4.2.2(2):} \quad \theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10$$

Parametrene  $\theta$ ,  $P_{tot}$ ,  $V_{tot}$ ,  $d_r$ ,  $q_d$  og  $d_e$  er beskrevet i kap.6.

Vertikale krefter:	$F_{V1} := G_1 + P_1$	$F_{V2} := G_2 + P_2$	$F_{V3} := G_3 + P_3$
Skjærkrefter ved etg. i: (for DCL)	$V_{1.DCL} := F_{1.DCL}$	$V_{2.DCL} := F_{2.DCL}$	$V_{3.DCL} := F_{3.DCL}$
Skjærkrefter ved etg. i: (for DCM)	$V_{1.DCM} := F_{1.DCM}$	$V_{2.DCM} := F_{2.DCM}$	$V_{3.DCM} := F_{3.DCM}$
Maks deformasjon i øverste etasje: (Chopra, kap.6.7)	$d_{e.DCL} := \frac{S_{d.DCL}(T_1)}{\left(\frac{2\pi}{T_1 \cdot s}\right)^2}$		$d_{r.DCL} := d_{e.DCL} \cdot q_{DCL}$
	$d_{e.DCM} := \frac{S_{d.DCM}(T_1)}{\left(\frac{2\pi}{T_1 \cdot s}\right)^2}$		$d_{r.DCM} := d_{e.DCM} \cdot q_{DCM}$

Den dimensjonerende forskyvningen mellom etasjene for en konstruksjon med lav/middels energiabsorpsjon, vurdert som differanse mellom de gjennomsnittlige horisontale forskyvningene øverst og nederst. Beregning av sensitivitetsfaktoren for alle plan er vist på tabell under. Siste kolonne i tabell A1.1-2 angir øvre grensen for  $\theta$ . Denne øvre grensen skal ikke overskride en verdi på 0,30. Hvis  $\theta > 0,3$  må byggets stivhet revurderes. For  $0,1 < \theta < 0,3$  kan lastvirkningen økes med en faktor lik den som er gitt i kolonne 9:

Tabell A1.1-2 Kontroll av P- $\Delta$  effekter for middels duktil konstruksjon (DCL,  $q=1,5$ )

	de [mm]	dr [mm]	de - dri [mm]	Ptot [kN]	Vtot [kN]	h [mm]	$\theta$	Faktor for lastøkning $1/(1-\theta)$	$\theta$ mindre enn 0,3
etasje 3.	2,8	4,2	1,4	3623,0	646,0	3000	0,0026	1,003	OK!
etasje 2.	1,9	2,8	1,4	7102,0	403,0	3000	0,0082	1,008	OK!
etasje 1.	0,9	1,4	1,4	10581,0	201,0	3000	0,0246	1,025	OK!

Siden ingen av  $\theta$ -verdiene overskrider kravet til 0,10, er det ikke nødvendig å ta hensynn til andre ordens virkninger.

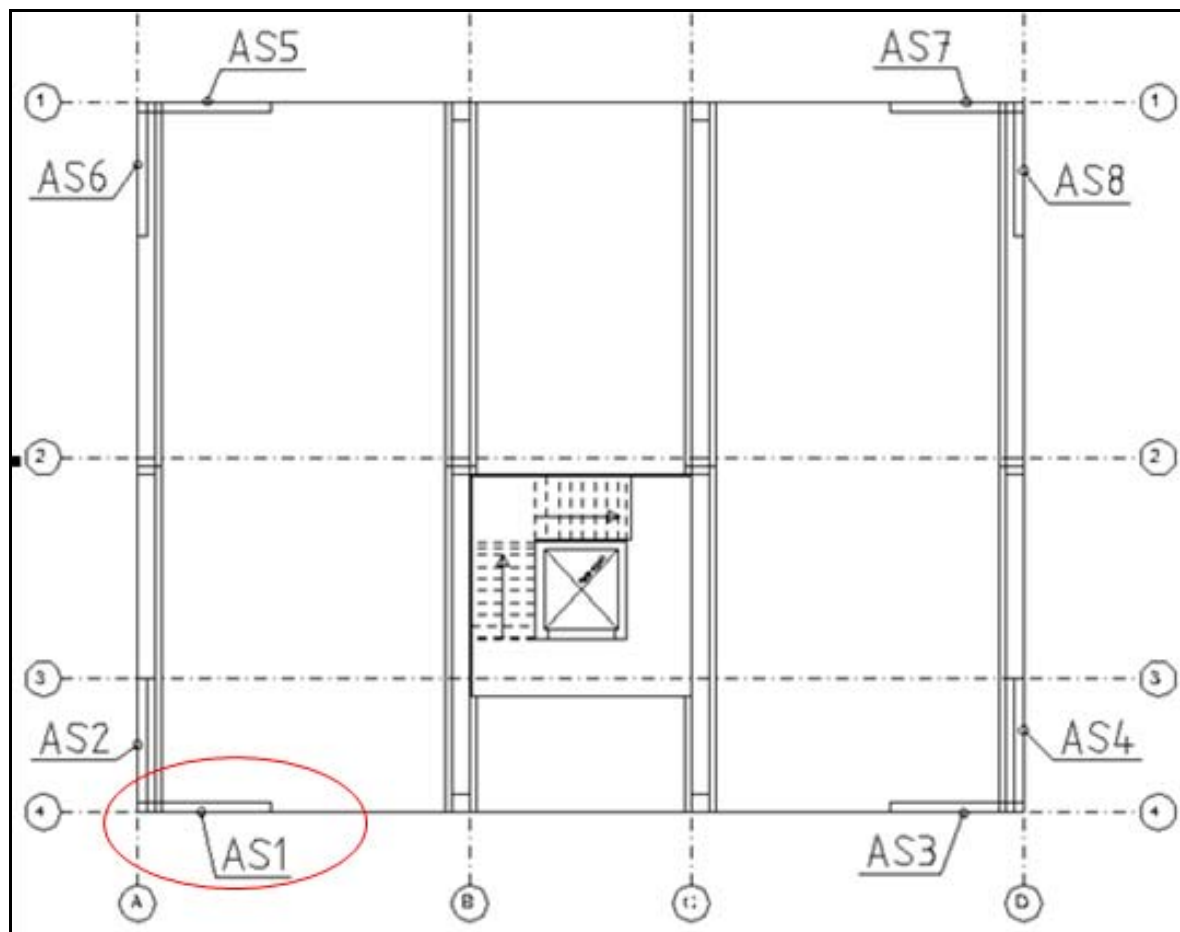
Tabell A1.1-2 Kontroll av P- $\Delta$  effekter for middels duktil konstruksjon (DCM,  $q=4,0$ )

	de [mm]	dr [mm]	de - dri [mm]	Ptot [kN]	Vtot [kN]	h [mm]	$\theta$	Faktor for lastøkning $1/(1-\theta)$	$\theta$ mindre enn 0,3
etasje 3.	2,8	11,2	3,7	3623,0	323,0	3000	0,0139	1,014	OK!
etasje 2.	1,9	7,5	3,7	7102,0	201,0	3000	0,0441	1,046	OK!
etasje 1.	0,9	3,7	3,7	10581,0	101,0	3000	0,1305	1,150	OK!

For konstruksjon med middels duktilitet overskrider  $\theta$ -verdiene kravet på 0,10 i første etasje. Overskridelsen ble oppdaget etter at dimensjonering av kritiske snitt ble utført. For å slippe å redigere alle beregningene antar at dette punktet er tilfredstilt (For å ivareta P- $\Delta$  effektene må vi gange skjærkraft i plan 1 med faktor  $1/(1-\theta)=1,15$ , dvs. økt skjærkraft ved første plan med 15%).

### A1.1-1.4 Fordeling av laster på askiver ( DCL og DCM)

Fordeling av laster på avstivningssystem (fagverk/skiver) utføres på grunnlag av lastfordelingsmetode beskrevet i kap.6. I videre beregning bruker seismisk last beregnet på basis av forenklet metode vist i avsnitt A2.1-1.2, dvs. byggets egensvingningsperiode beregnes etter NS-EN 1998-1, lig. 4.6.



Figur A1.1-3 Plassering av stålrammene, byggets massesenter (CM) og stivhetssenter (CR).

Lastens angrepspunkt:  $H_y := E_{dx} \cdot DCL \cdot \frac{1}{kN}$   $H_y = 1250.07$   
 (gjør om til dimensjonsløs)

Avstand til horisontallastens (resultantens) angrepspunkt:  $x_H := 9.0$   $H_x := 0$   $y_H := 0$

Avstanden a og b fra dreiepunktet til ramme i:  $\begin{pmatrix} a_1 & a_2 & a_3 & a_4 & a_5 & a_6 & a_7 & a_8 \\ b_1 & b_2 & b_3 & b_4 & b_5 & b_6 & b_7 & b_8 \end{pmatrix} := \begin{pmatrix} 18 & 16.5 & 18 & 16.5 & 0 & 1.5 & 0 & 1.5 \\ 1.5 & 0 & 18.5 & 20 & 1.5 & 0 & 18.5 & 20 \end{pmatrix}$

Beregning av skivestivhet er beskrevet i kap.6. Siden alle rammene er utformet for å utvise samme sidestivhet, og med tanke på at rammen har stivhet  $K_i=1$  og  $K_j=0$  (full stivhet i hovedretning og null stivhet i tverretning), vi kan skrive stivhete som vist på matrise under.

Stivhet av skive/fagverker er lik  $\begin{pmatrix} K_{x1} & K_{x2} & K_{x3} & K_{x4} & K_{x5} & K_{x6} & K_{x7} & K_{x8} \\ K_{y1} & K_{y2} & K_{y3} & K_{y4} & K_{y5} & K_{y6} & K_{y7} & K_{y8} \end{pmatrix} := \begin{pmatrix} 0 & 1 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \end{pmatrix}$   
 0.0 for i-retning,  
 og 1.0 for j-retning:

$K_x := K_{x1} + K_{x2} + K_{x3} + K_{x4} + K_{x5} + K_{x6} + K_{x7} + K_{x8}$   $K_x = 4$

$K_y := K_{y1} + K_{y2} + K_{y3} + K_{y4} + K_{y5} + K_{y6} + K_{y7} + K_{y8}$   $K_y = 4$

Avstanden  $x_t$  og  $y_t$  fra dreiepunktet til stivhetssenter kan da regnes som:

$$aK_y := K_{y1} \cdot a_1 + K_{y2} \cdot a_2 + K_{y3} \cdot a_3 + K_{y4} \cdot a_4 + K_{y5} \cdot a_5 + K_{y6} \cdot a_6 + K_{y7} \cdot a_7 + K_{y8} \cdot a_8$$

$$bK_x := K_{x1} \cdot b_1 + K_{x2} \cdot b_2 + K_{x3} \cdot b_3 + K_{x4} \cdot b_4 + K_{x5} \cdot b_5 + K_{x6} \cdot b_6 + K_{x7} \cdot b_7 + K_{x8} \cdot b_8$$

$$aK_y = 36$$

$$bK_x = 21.5$$

$$x_t := \frac{aK_y}{K_y} \quad x_t = 9.00$$

$$y_t := \frac{bK_x}{K_x} \quad y_t = 10$$

Last angriper i byggets midtpunkt, så eksentrisiteten  $e_x$  og  $e_y$  blir:

$$e_x := x_H - x_t$$

$$e_x = 0.00$$

$$e_y := 0 \quad \text{eksisterer ikke i dette tilfellet(ingen last i x-retning, setter lik null)}$$

Forskyvning:

$$\delta_x := \frac{H_x}{K_x} \quad \delta_x = 0.00$$

$$\delta_y := \frac{H_y}{K_y} \quad \delta_y = 312.52$$

Rotasjonsmomentet  $M_z$  blir:

$$M_z := H_x \cdot e_y + H_y \cdot e_x$$

$$M_z = 0$$

Avstand fra stivhetssenter til hver enkelt skive:

$$\begin{pmatrix} x_1 & y_1 \\ x_2 & y_2 \\ x_3 & y_3 \\ x_4 & y_4 \\ x_5 & y_5 \\ x_6 & y_6 \\ x_7 & y_7 \\ x_8 & y_8 \end{pmatrix} := \begin{pmatrix} -(x_t - a_1) & -(y_t - b_1) \\ -(x_t - a_2) & -(y_t - b_2) \\ -(x_t - a_3) & -(y_t - b_3) \\ -(x_t - a_4) & -(y_t - b_4) \\ -(x_t - a_5) & -(y_t - b_5) \\ -(x_t - a_6) & -(y_t - b_6) \\ -(x_t - a_7) & -(y_t - b_7) \\ -(x_t - a_8) & -(y_t - b_8) \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} x_1 & y_1 \\ x_2 & y_2 \\ x_3 & y_3 \\ x_4 & y_4 \\ x_5 & y_5 \\ x_6 & y_6 \\ x_7 & y_7 \\ x_8 & y_8 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 9 & -3.875 \\ 7.5 & -5.375 \\ 9 & 13.125 \\ 7.5 & 14.625 \\ -9 & -3.875 \\ -7.5 & -5.375 \\ -9 & 13.125 \\ -7.5 & 14.625 \end{pmatrix}$$

Samlet rotasjonsstivhet for hele konstruksjonen blir:

$$\begin{pmatrix} I_{x1} & I_{y1} \\ I_{x2} & I_{y2} \\ I_{x3} & I_{y3} \\ I_{x4} & I_{y4} \\ I_{x5} & I_{y5} \\ I_{x6} & I_{y6} \\ I_{x7} & I_{y7} \\ I_{x8} & I_{y8} \end{pmatrix} := \begin{pmatrix} y_1^2 \cdot K_{x1} & x_1^2 \cdot K_{y1} \\ y_2^2 \cdot K_{x2} & x_2^2 \cdot K_{y2} \\ y_3^2 \cdot K_{x3} & x_3^2 \cdot K_{y3} \\ y_4^2 \cdot K_{x4} & x_4^2 \cdot K_{y4} \\ y_5^2 \cdot K_{x5} & x_5^2 \cdot K_{y5} \\ y_6^2 \cdot K_{x6} & x_6^2 \cdot K_{y6} \\ y_7^2 \cdot K_{x7} & x_7^2 \cdot K_{y7} \\ y_8^2 \cdot K_{x8} & x_8^2 \cdot K_{y8} \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} I_{x1} & I_{y1} \\ I_{x2} & I_{y2} \\ I_{x3} & I_{y3} \\ I_{x4} & I_{y4} \\ I_{x5} & I_{y5} \\ I_{x6} & I_{y6} \\ I_{x7} & I_{y7} \\ I_{x8} & I_{y8} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 & 81 \\ 29 & 0 \\ 0 & 81 \\ 214 & 0 \\ 0 & 81 \\ 29 & 0 \\ 0 & 81 \\ 214 & 0 \end{pmatrix}$$

$$x_i := x_1 \dots x_6 \quad y_i := y_1 \dots y_6$$

$$I := \sum_{x_i} (I_{x1} + I_{x2} + I_{x3} + I_{x4} + I_{x5} + I_{x6}) \dots + \sum_{y_i} (I_{y1} + I_{y2} + I_{y3} + I_{y4} + I_{y5} + I_{y6})$$

$$I = 5.104 \times 10^3$$



Byggets rotasjon:

$$d\varphi := \frac{M_z}{I}$$

$$d\varphi = 0$$

Lastvirkning H<sub>xi</sub> pga translasjon og rotasjon:

$$\begin{pmatrix} H_{x1t} & H_{y1t} & H_{x1r} & H_{y1r} \\ H_{x2t} & H_{y2t} & H_{x2r} & H_{y2r} \\ H_{x3t} & H_{y3t} & H_{x3r} & H_{y3r} \\ H_{x4t} & H_{y4t} & H_{x4r} & H_{y4r} \\ H_{x5t} & H_{y5t} & H_{x5r} & H_{y5r} \\ H_{x6t} & H_{y6t} & H_{x6r} & H_{y6r} \\ H_{x7t} & H_{y7t} & H_{x7r} & H_{y7r} \\ H_{x8t} & H_{y8t} & H_{x8r} & H_{y8r} \end{pmatrix} := \begin{pmatrix} K_{x1} \cdot \delta_x & K_{y1} \cdot \delta_y & -y_1 \cdot K_{x1} \cdot \frac{M_z}{I} & x_1 \cdot K_{y1} \cdot \frac{M_z}{I} \\ K_{x2} \cdot \delta_x & K_{y2} \cdot \delta_y & -y_2 \cdot K_{x2} \cdot \frac{M_z}{I} & x_2 \cdot K_{y2} \cdot \frac{M_z}{I} \\ K_{x3} \cdot \delta_x & K_{y3} \cdot \delta_y & -y_3 \cdot K_{x3} \cdot \frac{M_z}{I} & x_3 \cdot K_{y3} \cdot \frac{M_z}{I} \\ K_{x4} \cdot \delta_x & K_{y4} \cdot \delta_y & -y_4 \cdot K_{x4} \cdot \frac{M_z}{I} & x_4 \cdot K_{y4} \cdot \frac{M_z}{I} \\ K_{x5} \cdot \delta_x & K_{y5} \cdot \delta_y & -y_5 \cdot K_{x5} \cdot \frac{M_z}{I} & x_5 \cdot K_{y5} \cdot \frac{M_z}{I} \\ K_{x6} \cdot \delta_x & K_{y6} \cdot \delta_y & -y_6 \cdot K_{x6} \cdot \frac{M_z}{I} & x_6 \cdot K_{y6} \cdot \frac{M_z}{I} \\ K_{x7} \cdot \delta_x & K_{y7} \cdot \delta_y & -y_7 \cdot K_{x7} \cdot \frac{M_z}{I} & x_7 \cdot K_{y7} \cdot \frac{M_z}{I} \\ K_{x8} \cdot \delta_x & K_{y8} \cdot \delta_y & -y_8 \cdot K_{x8} \cdot \frac{M_z}{I} & x_8 \cdot K_{y8} \cdot \frac{M_z}{I} \end{pmatrix}$$

Sum last fra traslation og rotasjon:

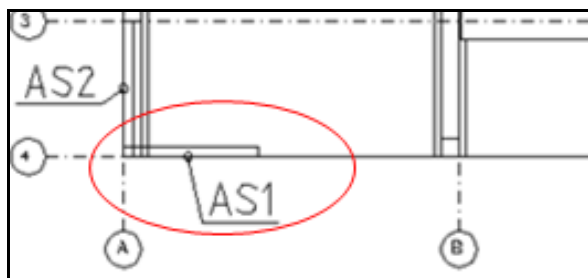
$$\begin{pmatrix} H_{x1} & H_{y1} \\ H_{x2} & H_{y2} \\ H_{x3} & H_{y3} \\ H_{x4} & H_{y4} \\ H_{x5} & H_{y5} \\ H_{x6} & H_{y6} \\ H_{x7} & H_{y7} \\ H_{x8} & H_{y8} \end{pmatrix} := \begin{pmatrix} H_{x1t} + H_{x1r} & H_{y1t} + H_{y1r} \\ H_{x2t} + H_{x2r} & H_{y2t} + H_{y2r} \\ H_{x3t} + H_{x3r} & H_{y3t} + H_{y3r} \\ H_{x4t} + H_{x4r} & H_{y4t} + H_{y4r} \\ H_{x5t} + H_{x5r} & H_{y5t} + H_{y5r} \\ H_{x6t} + H_{x6r} & H_{y6t} + H_{y6r} \\ H_{x7t} + H_{x7r} & H_{y7t} + H_{y7r} \\ H_{x8t} + H_{x8r} & H_{y8t} + H_{y8r} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} H_{x1} & H_{y1} \\ H_{x2} & H_{y2} \\ H_{x3} & H_{y3} \\ H_{x4} & H_{y4} \\ H_{x5} & H_{y5} \\ H_{x6} & H_{y6} \\ H_{x7} & H_{y7} \\ H_{x8} & H_{y8} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.0 & 312.5 \\ 0.0 & 0.0 \\ 0.0 & 312.5 \\ 0.0 & 0.0 \\ 0.0 & 312.5 \\ 0.0 & 0.0 \\ 0.0 & 312.5 \\ 0.0 & 0.0 \end{pmatrix}$$

Kontroll av horisontale laster:

$$\begin{pmatrix} H_{xi} \\ H_{yi} \end{pmatrix} := \begin{pmatrix} \sum x_i \\ \sum y_i \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} H_{xi} \\ H_{yi} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1250.07 \end{pmatrix}$$

Vi ser at horisontallast i y-retning blir lik 0.0, dvs. at lastfordeling er korrekt i vår tilfelle. I tilfellet lastresultantens angrepspunkt flukter med stivhetssenter (CM = CR), så gir torsjonsvirkningene ingen rotasjonslast i x- og y-retning.

### A1.1-1.5 Horisontale seismiske krefter på hver enkelt veggskive (kritisk snitt)



Figur A2.1-4 Byggets kritisk snitt for dimensjonering (skive AS1).

Kontrollerer ramme AS1 (se figur). Det er to stålrammer som opptar horisontallastene. Beregning av lastvirkning for DCM er ikke vist her, men er beregnet etter samme prinsipper som for DCL vis i kap. A1.1-1.4

Skjærkraft ved fundamentnivå på skive AS1.

$$F_{b.AS1.DCL} := (2H_{y1}) \cdot kN$$

$$F_{b.AS1.DCM} := 234.39 \cdot kN$$

Horizontal last ved kritisk snitt - etasje 1. (se beregningene over):

$$F_{1.DCL} := F_{b.AS1.DCL} \cdot \frac{z_1 \cdot m_1}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

$$F_{1.DCM} := F_{1.DCL} \cdot \left( \frac{F_{b.AS1.DCM}}{F_{b.AS1.DCL}} \right)$$

Horizontal last ved etasje 2. (se beregningene over):

$$F_{2.DCL} := F_{b.AS1.DCL} \cdot \frac{z_2 \cdot m_2}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

$$F_{2.DCM} := F_{2.DCL} \cdot \left( \frac{F_{b.AS1.DCM}}{F_{b.AS1.DCL}} \right)$$

Horizontal last ved etasje 2. (se beregningene over):

$$F_{3.DCL} := F_{b.AS1.DCL} \cdot \frac{z_3 \cdot m_3}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

$$F_{3.DCM} := F_{3.DCL} \cdot \left( \frac{F_{b.AS1.DCM}}{F_{b.AS1.DCL}} \right)$$

### A1.1-1.6 Kontroll av regularitet

Massesenter, med utgangspunkt i at origo ligger i det nederste hjørnet til venstre (se figur A1.1-3). Avstanden fra massesenter til hver avstiver er gitt over i dokumentet. For å påvise konstruksjonens regularitet må konstruksjonens stivhet i byggets ortogonale retning og torsjonsstivhet beregnes.

Hovedretning velges på grunnlag av NS-EN 1998 pkt. 4.2.3.2(6), slik at verdier for  $r_x$  og  $e_{0x}$  blir riktig beregnet.

Følgende betingelserr skal være oppfylt: NS-EN 1998 (4.1a):  $e_{0x} \leq 0.30r_x$

NS-EN 1998 (4.1b):  $r_x \geq I_s$

hvor:

$e_{0x}$  - er avstanden mellom massesenter, CM, og stivhetssenteret, CR, normalt på den retningen som vurderes.

$r_x$  - er kvadraten av forholdet mellom torsjonsstivheten og sidestivheten i analyseretningen.

$I_s$  - er gulvmassens treghetsradius i planet. Som er kvadratrotten av forholdet mellom gulvmassens polare treghetsmoment i planet med hensyn til gulvets massesenter og gulvmasse.

Anslår massesenter uten å beregne,dvs.  $CM_x := 9$   $CM_y := 10$   
vet at den ligger i byggets senter:

Byggets bredde i x og y-retning:  $b_x := \frac{B_x}{m}$   $b_y := \frac{B_y}{m}$

$$CR_x := \frac{(K_{y1} \cdot a_1 + K_{y2} \cdot a_2 + K_{y3} \cdot a_3 + K_{y4} \cdot a_4 + K_{y5} \cdot a_5 + K_{y6} \cdot a_6 + K_{y7} \cdot a_7 + K_{y8} \cdot a_8)}{K_{x1} + K_{x2} + K_{x3} + K_{x4} + K_{x5} + K_{x6} + K_{x7} + K_{x8}} \quad CR_x = 9$$

$$CR_y := \frac{(K_{x1} \cdot b_1 + K_{x2} \cdot b_2 + K_{x3} \cdot b_3 + K_{x4} \cdot b_4 + K_{x5} \cdot b_5 + K_{x6} \cdot b_6 + K_{x7} \cdot b_7 + K_{x8} \cdot b_8)}{K_{y1} + K_{y2} + K_{y3} + K_{y4} + K_{y5} + K_{y6} + K_{y7} + K_{y8}} \quad CR_y = 10$$

Torsjonsstivhe-  
t:

$$e_{sx} := CR_y - CM_y$$

$$e_{sy} := CR_x - CM_x$$

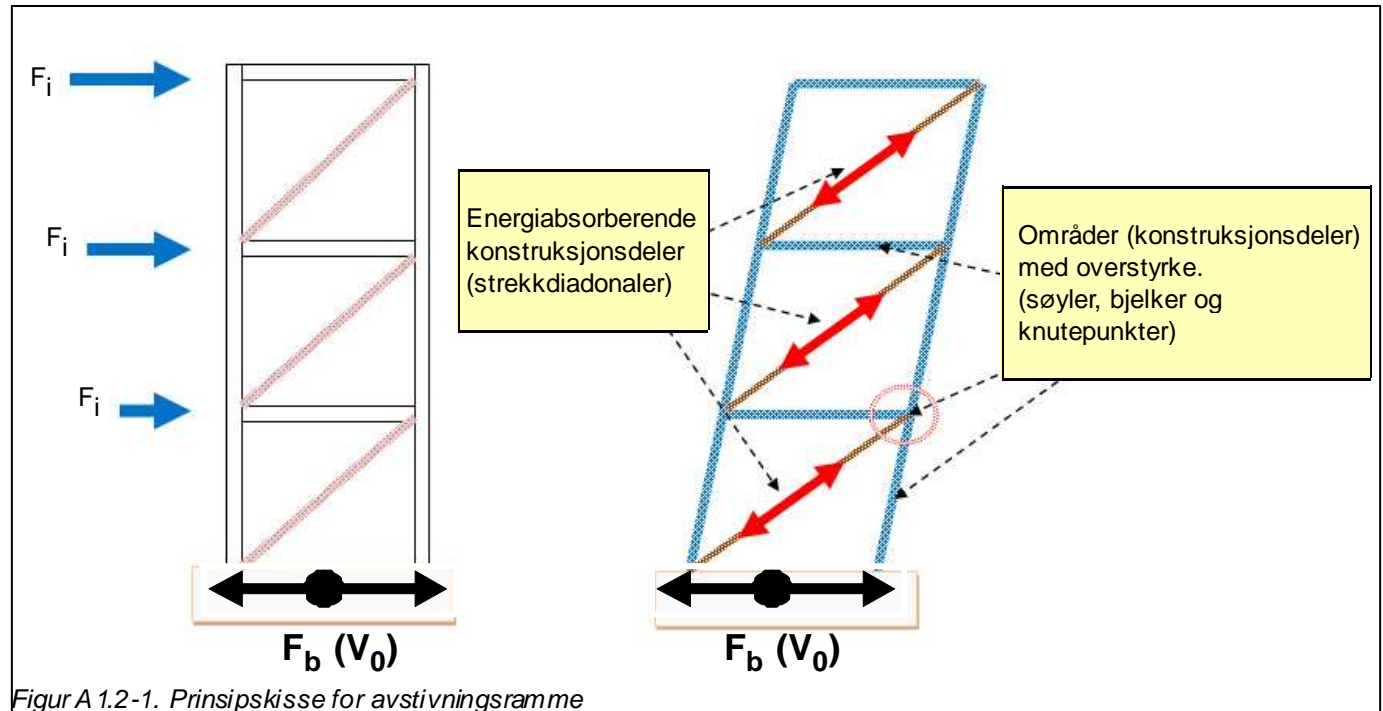
$$T_y := \left[ \begin{array}{l} K_{x1} \cdot \left(\frac{b_y}{2} - e_{sy}\right)^2 + K_{x3} \cdot \left(\frac{b_y}{2} - e_{sy}\right)^2 + \left[ K_{x5} \cdot \left(\frac{b_y}{2} - e_{sy}\right)^2 + K_{x7} \cdot \left(\frac{b_y}{2} - e_{sy}\right)^2 \right] \dots \\ + K_{x2} \cdot \left(\frac{b_x}{2}\right)^2 + K_{x4} \cdot \left(\frac{b_x}{2}\right)^2 + K_{x6} \cdot \left(\frac{b_x}{2}\right)^2 + K_{x8} \cdot \left(\frac{b_x}{2}\right)^2 \end{array} \right] \Gamma_y = 324$$

$$T_x := \left[ \begin{array}{l} K_{x2} \cdot \left(\frac{b_x}{2} - e_{sx}\right)^2 + K_{x4} \cdot \left(\frac{b_x}{2} - e_{sx}\right)^2 + K_{x6} \cdot \left(\frac{b_x}{2} - e_{sx}\right)^2 + K_{x8} \cdot \left(\frac{b_x}{2} - e_{sx}\right)^2 \dots \\ + K_{x1} \cdot \left(\frac{b_y}{2}\right)^2 + K_{x3} \cdot \left(\frac{b_y}{2}\right)^2 + K_{x5} \cdot \left(\frac{b_y}{2}\right)^2 + K_{x7} \cdot \left(\frac{b_y}{2}\right)^2 \end{array} \right] T_x = 324$$

Torsjonsradius i y-retning:	$r_x := \sqrt{\frac{T_y}{K_y}}$	$r_x = 9$
Torsjonsradius i x-retning:	$r_y := \sqrt{\frac{T_x}{K_x}}$	$r_y = 9$
NS-EN 1998 (4.1a):	$0.3 \cdot r_x = 2.7$	$0.3r_y = 2.7$
	$e_{0x} \leq 0.3 \cdot r_x \quad \text{OK!}$	$e_{0y} \leq 0.3 \cdot r_y \quad \text{OK!}$
Kontroll av NS-EN 1998 (4.1b)	$I_{\text{dekke}} := \frac{m_{\text{tot}} \cdot b_y^2}{12}$	$I_s := \sqrt{\frac{I_{\text{dekke}}}{m_{\text{tot}}}}$
	$r_x = 9$	$r_y = 9$
	$r_x \geq I_s \quad \text{OK!}$	$r_y \geq I_s \quad \text{OK!}$
Krav til regularitet i plan i X-retning:	$\text{krav}_{\text{regularitet.X}} := \begin{cases} \text{"Regularitet i X-retning er tilfredsstillt!"} & \text{if } r_x \geq I_s \\ \text{"Regularitet i X-retning er ikke tilfredsstillt!"} & \text{otherwise} \end{cases}$	
	$\text{krav}_{\text{regularitet.X}} = \text{"Regularitet i X-retning er tilfredsstillt!"}$	
Krav til regularitet i plan i Y-retning:	$\text{krav}_{\text{regularitet.Y}} := \begin{cases} \text{"Regularitet i Y-retning er tilfredsstillt!"} & \text{if } r_y \geq I_s \\ \text{"Regularitet i Y-retning er ikke tilfredsstillt!"} & \text{otherwise} \end{cases}$	
	$\text{krav}_{\text{regularitet.Y}} = \text{"Regularitet i Y-retning er tilfredsstillt!"}$	

I samsvar med NS-EN 1998-1, pkt.4.2.3.2, er byggets krav til regularitet i plan oppfyllet i begge ortogonale retningene. Det innebærer at forenklet konstruksjonsanalyse basert på tverrkraftsmetoden som vist over i dokumentet er tilstrekkelig for dimensjonering av konstruksjonen for seismiske påvirkninger.

## A1.2-1 Dimensjonering av kritisk snitt for DCM - Stålkonstruksjoner



### Forutsetning for DCM-dimensjonering:

Strekkiadonaler som energiabsorberende deler

Søylene må forbli i elastisk område og ikke knekke ut.

Strekkiadonalerne må plasseres slik at alle etasjene blir omtrent like energiabsorberende.

Diagonalene må ha samme kraft- deformasjonskarakteristikk for begge retninger av seismisk påkjenning.

Bare strekkstavene bidrar til energiabsorbsjon.

Bjelke-søyle system i stål. Avstives i de to stålrammene med konsentriske strekkiadonaler

### A1.2-1.1 Jordskjelvparametere

Byggestedets spissverdi for grunnens akselerasjon i berg antas å være NS Figur NA.3(901) returperiode 475år.

$$a_g := 0.8 \cdot 0.85 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$$

Bygget er satt i seismisk klasse I \_ (NS-EN 1998-1 Tabell NA.4(901))

$$\gamma_1 := 1.00$$

Faktor avhengi av avstivningssystem - skiver (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2):

$$C_t := 0.05$$

Konstruksjonsfaktor (NS-EN 1998-1 pkt.3.2.2.5):

$$q := 4.0$$

Forsterkningsfaktor for grunnen, grunntype A Tabell NA.3.1:

$$S := 1.0$$

**A1.2-1.2 Materialer og materialfaktorer**

Elastisitetsmodul/skjærmodul:

$$E_{sk} := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$G := 70000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Flytespenning for, S355:

$$f_{y355} := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Flytespenning for (diagonaler), S235:

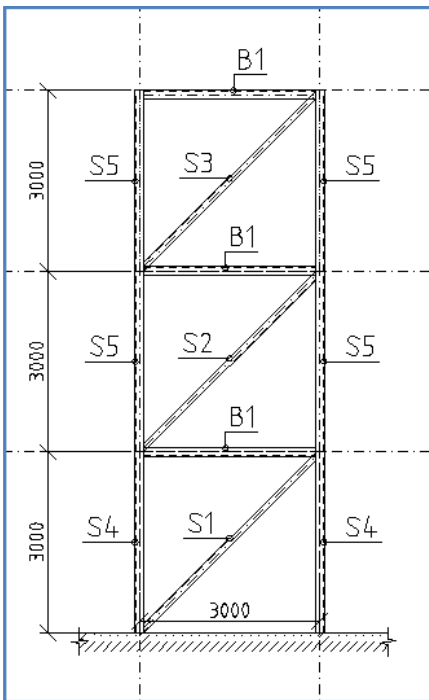
$$f_{y235} := 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Materialets overstyrkefaktor:  
(EC8 N.A 6.2)

$$\gamma_{ov} := 1.25$$

NB! I herværende vedlegg henviser jeg til NS-EN 1993-1-(1-8):2005+NA:2008, enten ved uttrykk som EC3-n.n eller NS-EN 1993-1-n.n

### A1.2-1.3 Dimensjonering av diagonaler for DCM



Det anbefales en slankhet av strekkdiagonaler, selv om det i teorien ikke skal ta trykk er i virkeligheten noe annerledes. Stavene skal ha en slankhet  $\lambda < 2.0$ , det for å unngå dynamisk sjokk i strekkbelastning eller trykk. (NS-EN 1998-1, pkt.6.7.3(2))

Strekkdiagånanalen bør tilpasses slik at de har stivhet nok til ikke å ha høyere slankhet en to, samtidig som det ikke skal ha større areal enn at det skal flyte i bestemte soner. Slankhet kontrolleres i hht EC3 6.3.1.3.

#### A1.2-1.3.1 Snittkrefter på diagonaler hentet fra ARS:

Kraft i diagonale S1:  $S1 := 355\text{kN}$

Kraft i diagonale S2:  $S2 := 299\text{kN}$

Kraft i diagonale S3:  $S3 := 181\text{kN}$

Figur A 1.2-2 Oversikt over kontrollkomponenter

#### A1.2-1.3.2 Tverrsnitt og for søyler, bjelker og diagonaler:

Diagonaler S1. Velger profil HUP70x70x6,3

Knekk lengde, diagonal S1:  $L := 3000\text{mm}$   $L_{cr,d} := L \cdot \sqrt{2}$   $L_{cr,d} = 4242.6 \cdot \text{mm}$

2.ordnes arealmoment, diagonal S1:  $I_{S1} := 1040000\text{mm}^4$  Areal diagonal, S1:  $A_{S1} := 1560\text{mm}^2$

Diagonaler S2. Velger profil HUP60x60x6,3

Knekk lengde, diagonal S2:  $L := 3000\text{mm}$   $L_{cr,d} := L \cdot \sqrt{2}$   $L_{cr,d} = 4242.6 \cdot \text{mm}$

2.ordnes arealmoment, diagonal S2:  $I_{S2} := 616000\text{mm}^4$  Areal diagonal, S2:  $A_{S2} := 1310\text{mm}^2$

Diagonaler S3. Velger profil, HUP50x50x5

Knekk lengde, diagonal S3:  $L := 3000\text{mm}$   $L_{cr,d} := L \cdot \sqrt{2}$   $L_{cr,d} = 4242.6 \cdot \text{mm}$

2.ordnes arealmoment diagonal, S3:  $I_{S3} := 289000\text{mm}^4$  Areal diagonal, S3:  $A_{S3} := 873\text{mm}^2$

Diagonaler S4. Velger profil HUP150x10, (Velger bjelke med samme profil som søyle)

Knekk lengde, diagonal S4:  $L_{cr,s} := L \cdot 1.0$   $L_{cr,s} = 3000.0 \cdot \text{mm}$

Tverrsnittsareal søyle, S4:  $A_{S4} := 5490\text{mm}^2$

2.ordnes areal- og motstandsmoment søyle, S4:  $I_{S4} := 17730 \cdot 10^3\text{mm}^4$   $W_{S4} := 286 \cdot 10^3\text{mm}^3$



**A1.2-1.3.3 Kontroll av diagonal S1 for DCM**

Nødvendig areal for å oppnå flyt, S1:  $A_{S1.nød} := \frac{S1}{f_{y235}}$   $A_{S1.nød} = 1510.6 \cdot \text{mm}^2$

Kontrolleres av slankhet for S1 i hht. NS-EN 1993, pkt.6.3.1.3  $\epsilon := \sqrt{\frac{235 \text{N} \cdot \text{mm}^{-2}}{f_{y235}}}$   $\lambda_{IS1} := 93.9 \cdot \epsilon$   $\lambda_{IS1} = 93.9$

Treghetsradius for S1, (Stålhåndbok, Del 1, side 120):  $i_{S1} := \sqrt{\frac{I_{S1}}{A_{S1}}}$   $i_{S1} = 25.8 \cdot \text{mm}$

Uttrykk for relativ slankhet:  $\lambda_{S1} := \frac{L_{cr.d}}{i_{S1}} \cdot \frac{1}{\lambda_{IS1}}$   $\lambda_{S1} = 1.75$

$$\text{krav}_{\lambda S1} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } \frac{L_{cr.d}}{i_{S1}} \cdot \frac{1}{\lambda_{IS1}} < 2.0 \\ \text{"IKKE OK!"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{krav}_{\lambda S1} = \text{"OK!"}$$

Påvisning av energiabsorpsjon i diagonal  $N_{Edi} = S_i$ . Opptredende kraft/spenning på diagonal skal ikke overskride diagonalens plastiske strekk-kapasitet.

Kontroll diagonal S1.  $N_{pl.RD.S1} := f_{y235} \cdot A_{S1}$   $N_{pl.RD.S1} = 366.6 \cdot \text{kN}$

$$\text{krav}_{\text{kapasitet.S1}} := \begin{cases} \text{"Kapasitet er OK!"} & \text{if } N_{pl.RD.S1} > S1 \\ \text{"Kapasitet er IKKE OK!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$\text{krav}_{\text{kapasitet.S1}} = \text{"Kapasitet er OK!"}$

**A1.2-1.3.4 Kontroll av diagonal S2 for DCM**

Nødvendig areal for å oppnå flyt, S2:  $A_{S2.nød} := \frac{S2}{f_{y235}}$   $A_{S2.nød} = 1272.3 \cdot \text{mm}^2$

Påvisning av slankhetskrav diagonal S2:  $\lambda_{IS2} := 93.9 \cdot \epsilon$   $\lambda_{IS2} = 93.9$

Treghetsradius:  $i_{S2} := \sqrt{\frac{I_{S2}}{A_{S2}}}$   $i_{S2} = 21.7 \cdot \text{mm}$

Uttrykk for relativ slankhet:  $\lambda_{S2} := \frac{L_{cr.d}}{i_{S2}} \cdot \frac{1}{\lambda_{IS2}}$   $\lambda_{S2} = 2.08$

Relativ slankhet for S2 er tilnærmet lik 2,0, dvs. OK.

$$\text{krav}_{\lambda S2} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } \frac{L_{cr.d}}{i_{S2}} \cdot \frac{1}{\lambda_{IS2}} < 2.0 \\ \text{"IKKE OK!"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{krav}_{\lambda S2} = \text{"IKKE OK!"}$$

Påvisning av energiabsorpsjon i diagonal  $N_{Edi} = S_i$ . Opptredende kraft/spenning på diagonal skal ikke overskride diagonalens plastiske strekk-kapasitet.

Kontroll diagonal S2:

$$N_{pl.RD.S2} := f_{y235} \cdot A_{S2}$$

$$N_{pl.RD.S2} = 307.9 \cdot \text{kN}$$

$$\text{krav}_{\text{kapasitet.S2}} := \begin{cases} \text{"Kapasitet er OK!"} & \text{if } N_{pl.RD.S2} > S2 \\ \text{"Kapasitet er IKKE OK!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{krav}_{\text{kapasitet.S2}} = \text{"Kapasitet er OK!"}$$

### A1.2-1.3.5 Kontroll av diagonal S3 for DCM

Nødvendig areal for å oppnå flyt, S3:

$$A_{S3.nød} := \frac{S3}{f_{y235}}$$

$$A_{S3.nød} = 770.2 \cdot \text{mm}^2$$

Påvisning av slankhetskrav diagonal S3:

$$\lambda_{S3} := 93.9 \cdot \epsilon$$

$$\lambda_{S3} = 93.9$$

Treghetsradius:

$$i_{S3} := \sqrt{\frac{I_{S3}}{A_{S3}}}$$

$$i_{S3} = 18.2 \cdot \text{mm}$$

Uttrykk for relativ slankhet:

$$\lambda_{S3} := \frac{L_{cr.d}}{i_{S3}} \cdot \frac{1}{\lambda_{S3}}$$

$$\lambda_{S3} = 2.48$$

Diagonal S3 står på øverste etasje dvs. slankhetoverskridelsen er akseptabelt.

$$\text{krav}_{\lambda_{S3}} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } \frac{L_{cr.d}}{i_{S3}} \cdot \frac{1}{\lambda_{S3}} < 2.0 \\ \text{"IKKE OK!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{krav}_{\lambda_{S3}} = \text{"IKKE OK!"}$$

Kontroll diagonal S3:

$$N_{pl.RD.S3} := f_{y235} \cdot A_{S3}$$

$$N_{pl.RD.S3} = 205.2 \cdot \text{kN}$$

$$\text{krav}_{\text{kapasitet.S3}} := \begin{cases} \text{"Kapasitet er OK!"} & \text{if } N_{pl.RD.S3} > S3 \\ \text{"Kapasitet er IKKE OK!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{krav}_{\text{kapasitet.S3}} = \text{"Kapasitet er OK!"}$$

### A1.2-1.4 Kontroll av ikke energiabsorberende soner - forbindelse (DCM)

Ikke energiabsorberende soner skal ha overstyrke, dvs. steget må forsterkes inn mot knutepunktet i hjørnene av søylen. Velger å forsterke steget mot innfesting til knutepunktet og benytte en skrueforbindelse for S1 og S2

Følgende betingelse bør være tilfredstilt, NS-EN 1998-1, lig.6.1:

$$R_{dS1} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fyS1}$$

#### A1.2-1.4.1 Kontroll av forbindelse ved diagonal S1

Plastisk kapasitet til tikoblet energisbs-  
orderende konstruksjonsdel S1:

$$R_{fyS1} := f_{y235} \cdot A_{S1}$$

$$R_{fyS1} = 366.6 \cdot \text{kN}$$

Nødvendig kapasitet i steg og  
forbindelse S1:

$$R_{dS1} := 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fyS1}$$

$$R_{dS1} = 504.1 \cdot \text{kN}$$

Velger å forsterke steg av S1 med to vinkelprofiler S355. Det boltes vinkelprofilets flens til plate i knutepunktet:

Areal vinkelprofil (2.stk. L75x8):

$$A_{\text{forsterk.}} := 2 \cdot 1140 \text{mm}^2$$

$$A_{\text{forsterk.}} = 2280.0 \cdot \text{mm}^2$$

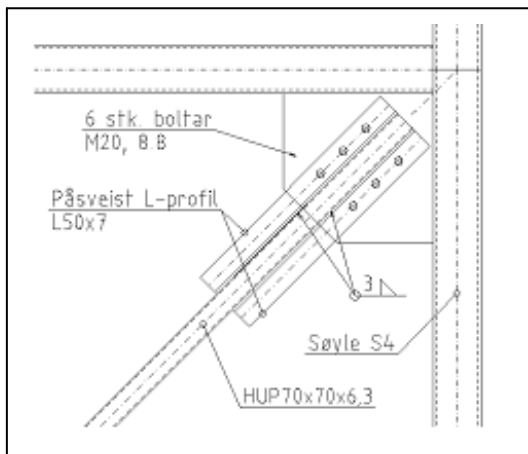
Kapasitet forsterkning:

$$R_{dP} := A_{S1} \cdot \frac{f_{y235}}{1.1} + A_{\text{forsterk.}} \cdot \frac{f_{y355}}{1.1}$$

$$R_{dP} = 1069.1 \cdot \text{kN}$$

Krav til overstyrke:

$$\text{krav}_{\text{overst.}} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } R_{dP} > N_{pl.RD.S1} \\ \text{"IKKE OK!"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{krav}_{\text{overst.}} = \text{"OK!"}$$



Figur A 1.2-3 Forbindelse ved S1

#### Kontroll av boltegruppe

Velger en løsning som vist på figur, dvs. 4stk. M16 8.8 bolter gjennom to påsveiste vinkelprofiler L75x8

Kontrollerer **utrivning** av boltegruppe, NS-EN 1993-3 pkt.3.10.3

Materialfaktor for bolteforbindelse:

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

$$\text{Nettoareal bolt: } A_{\text{net}} := 1140 \text{mm}^2 - (22 \cdot 8) \text{mm}^2 = 964.0 \cdot \text{mm}^2$$

Reduksjonsfaktor:

$$\beta_2 := 0.7$$

Stålets strekkfasthet:

$$f_u := 510 \text{N} \cdot \text{mm}^{-2}$$

Dimensjonerende kapasitet med netto  
tverrsnitt:

$$N_{uRd} := 2 \cdot \frac{\beta_2 \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$N_{uRd} = 550.6 \cdot \text{kN}$$

Kontrollerer **avskjæring** av bolter  
i hht tabell (M20, 8.8):

$$F_{bM20} := 94.4 \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av  
boltegruppe:

$$F_{bGM20} := 6 \cdot F_{bM20}$$

$$F_{bGM20} = 566.4 \cdot \text{kN}$$

Kontrollerer **hullkantrykk** NS-EN 1993-3, tabell 3.4:

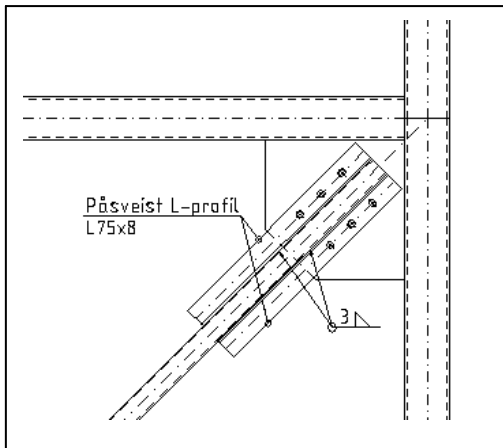
Konstanter NS-EN 1993-3, tabell 3.4:  $k_1 := 2.18$   $\alpha_b := 0.777$   $d := 20\text{mm}$   $t := 8\text{mm}$

Dimensjonerende kapasitet for hullkantrykk:

$$F_{bRd} := \delta \text{stk} \left( \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \right) \quad F_{bRd} = 663.5 \cdot \text{kN}$$

Kontrollerer krav til overstyrke i forbindelsen (utriving, avskjæring og hullkantrykk):

$$\begin{pmatrix} \text{overst}_{N_{uRd}} \\ \text{overst}_{F_{bGM}} \\ \text{overst}_{F_{bRd}} \end{pmatrix} := \begin{pmatrix} \text{if}(N_{uRd} > R_{dS1}, \text{"Overstyrke er OK!"}, \text{"IKKE OK!"}) \\ \text{if}(F_{bGM20} > R_{dS1}, \text{"Overstyrke er OK!"}, \text{"IKKE OK!"}) \\ \text{if}(F_{bRd} > R_{dS1}, \text{"Overstyrke er OK!"}, \text{"IKKE OK!"}) \end{pmatrix} \quad \begin{pmatrix} \text{overst}_{N_{uRd}} \\ \text{overst}_{F_{bGM}} \\ \text{overst}_{F_{bRd}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \text{"Overstyrke er OK!"} \\ \text{"Overstyrke er OK!"} \\ \text{"Overstyrke er OK!"} \end{pmatrix}$$



Figur A 1.2-4 Forsterkning av forbindelse ved S1

**Kontroll av sveiser** i forbindelse strekkstag-vinkelprofiler S1

Sveisens kapasitet beregns vha forenklet metode i hht NS-EN 1993, pkt.4.5.3.3.

Korrelasjonsfaktor, EC3, Tabell 4.1:  $\beta_w := 0.9$

Materialfaktor for bolteforbindelse:  $\gamma_{M2} := 1.25$

På sveises to stk. vinkelprofiler L75x8 på hver side av strekkstaven, som gir en sveiselengde ca.:  $l_{\text{sveis}} := 1600\text{mm}$

Velger sveise med a-mål:  $a := 3\text{mm}$

Stålets strekkfasthet:  $f_u := 510\text{N} \cdot \text{mm}^{-2}$

Sveisens dimensjonerende skjærfasthet: (EC3-8, lig. 4.4)  $f_{vw,d} := \frac{f_u \cdot (\sqrt{3})^{-1}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad f_{vw,d} = 261.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Kraft per lengdeenhet:  $F_{w,ED} := \frac{R_{dS1}}{l_{\text{sveis}}} \quad F_{w,ED} = 315.0 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$

Dimensjonerende kapasitet per lengdeenhet av sveise, EC3, lig.4.3:  $F_{w,RD} := f_{vw,d} \cdot a \quad F_{w,RD} = 785.2 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$

$F_{w,RD} \gg F_{w,ED}$  - kapasiteten av sveise er OK!

**A1.2-1.4.2 Kontroll av forbindelse ved diagonal S2**

Plastisk kapasitet til tikoblet energisbs-  
orderende konstruksjonsdel S2:

$$R_{fyS2} := f_{y235} \cdot A_{S2}$$

$$R_{fyS2} = 307.9 \cdot \text{kN}$$

Nødvendig kapasitet i steg og  
forbindelse S2:

$$R_{dS2} := 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fyS2}$$

$$R_{dS2} = 423.3 \cdot \text{kN}$$

Velger samme forsterkningsprinsipp som for steg som S1:

Areal vinkelprofil (2.stk. L60x8):

$$A_{forsterk.} := 2 \cdot 903 \text{mm}^2$$

$$A_{forsterk.} = 1806.0 \cdot \text{mm}^2$$

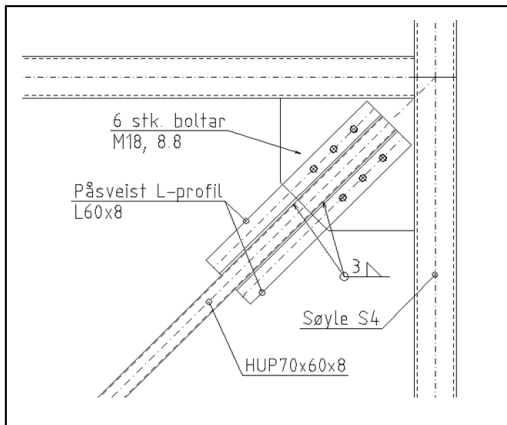
Kapasitet forsterkning:

$$R_{dP} := A_{S2} \cdot \frac{f_{y235}}{1.1} + A_{forsterk.} \cdot \frac{f_{y355}}{1.1}$$

$$R_{dP} = 862.7 \cdot \text{kN}$$

Krav til overstyrke:

$$\text{krav}_{\text{overst.}} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } R_{dP} > N_{pl.RD.S2} \\ \text{"IKKE OK!"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{krav}_{\text{overst.}} = \text{"OK!"}$$



Figur A 1.2-5 Forbindelse ved S2

**Kontroll av boltegruppe**

Velger en løsning som vist på figur, dvs. 4stk. M16 8.8 bolter gjennom to påsveiste vinkelprofiler L60x8

Kontrollerer **utrivning** av boltegruppe, NS-EN 1993-3 pkt. 10.3

Materialfaktor for bolteforbindelse:

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

Nettoareal bolt:  $A_{\text{net}} := 903 \text{mm}^2 - (20 \cdot 8) \text{mm}^2$

Reduksjonsfaktor:

$$\beta_2 := 0.7$$

Stålets strekkfasthet:

$$f_u := 510 \text{N} \cdot \text{mm}^{-2}$$

Dimensjonerende kapasitet med netto  
tverrsnitt:

$$N_{uRd} := 2 \cdot \frac{\beta_2 \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$N_{uRd} = 424.4 \cdot \text{kN}$$

Kontrollerer **avskjæring** av bolter  
i hht tabell (M18 8.8):

$$F_{bM18} := 73.7 \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av  
boltegruppe:

$$F_{bGM18} := 6 \cdot F_{bM18}$$

$$F_{bGM18} = 442.2 \cdot \text{kN}$$

Kontrollerer **hullkantrykk** NS-EN 1993-3, tabell 3.4:

Konstanter NS-EN 1993-3, tabell 3.4:

$$k_1 := 2.18 \quad \alpha_b := 0.777 \quad d := 20 \text{mm} \quad t := 8 \text{mm}$$

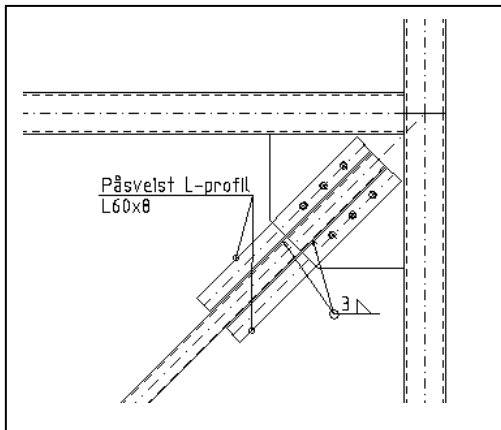
Dimensjonerende kapasitet for  
hullkantrykk:

$$F_{bRd} := 6 \text{stk} \left( \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \right)$$

$$F_{bRd} = 663.5 \cdot \text{kN}$$

Kontrollerer krav til overstyrke i forbindelsen (utrivning, avskjæring og hullkantrykk):

$$\begin{pmatrix} \text{overst}_{N_{uRd}} \\ \text{overst}_{F_{bGM}} \\ \text{overst}_{F_{bRd}} \end{pmatrix} := \begin{pmatrix} \text{if}(N_{uRd} > R_{dS2}, \text{"Overstyrke er OK!"}, \text{"IKKE OK!"}) \\ \text{if}(F_{bGM18} > R_{dS2}, \text{"Overstyrke er OK!"}, \text{"IKKE OK!"}) \\ \text{if}(F_{bRd} > R_{dS2}, \text{"Overstyrke er OK!"}, \text{"IKKE OK!"}) \end{pmatrix} \quad \begin{pmatrix} \text{overst}_{N_{uRd}} \\ \text{overst}_{F_{bGM}} \\ \text{overst}_{F_{bRd}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \text{"Overstyrke er OK!"} \\ \text{"Overstyrke er OK!"} \\ \text{"Overstyrke er OK!"} \end{pmatrix}$$



Figur A 1.2-6 Forsterkning av forbindelse ved S2

### Kontroll av sveiser i forbindelse strekkstagg-vinkelprofiler S2

Sveisens kapasitet beregnes vha forenklet metode i hht NS-EN 1993, pkt.4.5.3.3.

Korrelasjonsfaktor, EC3, Tabell 4.1:

$$\beta_w := 0.9$$

Materialfaktor for bolteforbindelse:

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

Påsveises to stk. vinkelprofiler L60x8 på hver side av strekkstaven, som gir en sveiselengde ca.:

$$l_{\text{sveis}} := 1600\text{mm}$$

Velger sveise med a-mål:

$$a := 3\text{mm}$$

Stålets strekkfasthet:

$$f_u := 510\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$$

Sveisens dimensjonerende skjærfasthet: (EC3, lig. 4.4)

$$f_{vw,d} := \frac{f_u \cdot (\sqrt{3})^{-1}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$f_{vw,d} = 261.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kraft per lengdeenhet:

$$F_{w,ED} := \frac{R_{dS2}}{l_{\text{sveis}}}$$

$$F_{w,ED} = 264.6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Dimensjonerende kapasitet per lengdeenhet av sveise, EC3, lig.4.3:

$$F_{w,RD} := f_{vw,d} \cdot a$$

$$F_{w,RD} = 785.2 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$F_{w,RD} \gg F_{w,ED}$  - kapasiteten av sveise er OK!

**A1.2-1.4.3 Kontroll av forbindelse ved diagonal S3**

Plastisk kapasitet til tikoblet energisbs-  
orderende konstruksjonsdel S3:

$$R_{fyS3} := f_{y235} \cdot A_{S3}$$

$$R_{fyS3} = 205.2 \cdot \text{kN}$$

Nødvendig kapasitet i steg og  
forbindelse S3:

$$R_{dS3} := 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fyS3}$$

$$R_{dS3} = 282.1 \cdot \text{kN}$$

Velger samme forsterkningsløsning som for steg for S1 med mindre L-profiler:

Areal vinkelprofil (2.stk. L50x7):

$$A_{forsterk.} := 2 \cdot 656 \text{mm}^2$$

$$A_{forsterk.} = 1312.0 \cdot \text{mm}^2$$

Kapasitet forsterkning:

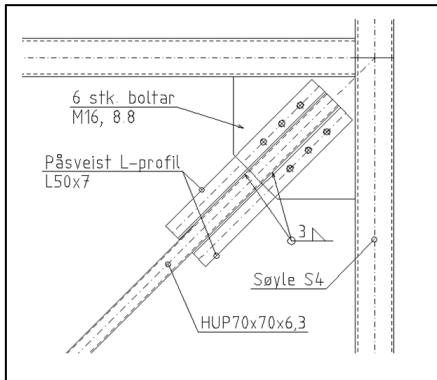
$$R_{dP} := A_{S3} \cdot \frac{f_{y235}}{1.1} + A_{forsterk.} \cdot \frac{f_{y355}}{1.1}$$

$$R_{dP} = 609.9 \cdot \text{kN}$$

Krav til overstyrke:

$$\text{krav}_{\text{overst.}} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } R_{dP} > N_{pl.RD.S2} \\ \text{"IKKE OK!"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{krav}_{\text{overst.}} = \text{"OK!"}$$

**Kontroll av boltegruppe**



Figur A 1.2-7 Forbindelse ved S3

Dimensjonerende kapasitet med netto  
tverrsnitt:

$$N_{uRd} := 2 \cdot \frac{\beta_2 \cdot A_{\text{net}} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$N_{uRd} = 302.7 \cdot \text{kN}$$

Kontrollerer **avskjæring** av bolter  
i hht tabell (M16 8.8):

$$F_{bM16} := 60.3 \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av  
boltegruppe:

$$F_{bGM16} := 6 \cdot F_{bM16}$$

$$F_{bGM16} = 361.8 \cdot \text{kN}$$

Kontrollerer **hullkantrykk** NS-EN 1993-3, tabell 3.4:

Konstanter NS-EN 1993-3, tabell 3.4:

$$k_1 := 2.18 \quad \alpha_b := 0.777 \quad d := 18 \text{mm} \quad t := 7 \text{mm}$$

Dimensjonerende kapasitet for  
hullkantrykk:

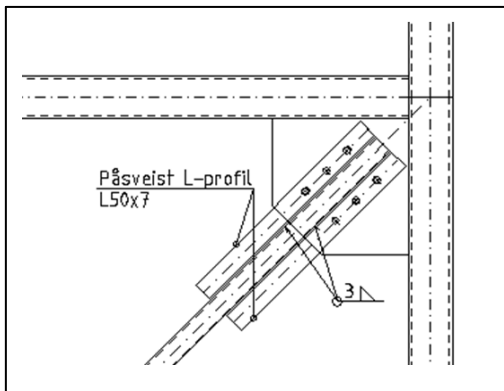
$$F_{bRd} := 6 \text{stk} \left( \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \right)$$

$$F_{bRd} = 522.5 \cdot \text{kN}$$

Kontrollerer krav til overstyrke i forbindelsen (utriving, avskjæring og hullkantrykk):

$$\begin{pmatrix} \text{overst}_{N_{uRd}} \\ \text{overst}_{F_{bGM}} \\ \text{overst}_{F_{bRd}} \end{pmatrix} := \begin{pmatrix} \text{if}(N_{uRd} > R_{dS3}, \text{"Overstyrke er OK!"}, \text{"IKKE OK!"}) \\ \text{if}(F_{bGM18} > R_{dS3}, \text{"Overstyrke er OK!"}, \text{"IKKE OK!"}) \\ \text{if}(F_{bRd} > R_{dS3}, \text{"Overstyrke er OK!"}, \text{"IKKE OK!"}) \end{pmatrix} \quad \begin{pmatrix} \text{overst}_{N_{uRd}} \\ \text{overst}_{F_{bGM}} \\ \text{overst}_{F_{bRd}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \text{"Overstyrke er OK!"} \\ \text{"Overstyrke er OK!"} \\ \text{"Overstyrke er OK!"} \end{pmatrix}$$



**Kontroll av sveise** i forbindelse strekkstag-vinkelprofiler S3

Figur A 1.2-8 Forsterkning av forbindelse ved S3

Sveisens kapasitet beregns vha forenklet metode i hht NS-EN 1993, pkt.4.5.3.3.

Korrelasjonsfaktor, EC3, Tabell 4.1:

$$\beta_w := 0.9$$

Materialfaktor for bolteforbindelse:

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

På sveises to stk. vinkelprofiler L60x8 på hver side av strekkstaven, som gir en sveiselengde ca.:

$$l_{\text{sveis}} := 1000\text{mm}$$

Velger sveise med a-mål:

$$a := 3\text{mm}$$

Stålets strekkfasthet:

$$f_u := 510\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$$

Sveisens dimensjonerende skjærfasthet: (EC3, lig. 4.4)

$$f_{vw,d} := \frac{f_u \cdot (\sqrt{3})^{-1}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$f_{vw,d} = 261.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kraft per lengdeenhet:

$$F_{w,ED} := \frac{R_{dS3}}{l_{\text{sveis}}}$$

$$F_{w,ED} = 282.1 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Dimensjonerende kapasitet per lengdeenhet av sveise, EC3, lig.4.3:

$$F_{w,RD} := f_{vw,d} \cdot a$$

$$F_{w,RD} = 785.2 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$F_{w,RD} \gg F_{w,ED}$  - kapasiteten av sveise er OK!

### A1.2-1.5 Dimensjonering av ikke energiabsorberende søyle, S4 og S5

Kontrollerer kapasiteten av søyler mht. overstyrke i hht EC8. Velger større profil i plan 1 og samme profil for søyler på plan 2 og 3.

#### A1.2-1.5.1 Kontroll av kapasitet - S4 (HUP150x150x10)

Knekk lengde søyle:  $L_{cr,s} := L \cdot 1.0$   $L_{cr,s} = 3000.0 \cdot \text{mm}$

Areal (HUP150x10), S4:  $A_{S4} = 5490.0 \cdot \text{mm}^2$   $f_y := f_{y355}$

2.ordnes areal- og motstandsmoment søyle S4:  $I_{S4} = 1.773 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$  Materialfaktor DCM:  $\gamma_M := 1.1$

Slankhet kontrolleres i hht. NS-EN 1993, pkt.6.3.1.3

Påvisning av slankhetskrav søyle S4:  $\epsilon := \sqrt{\frac{f_{y235}}{f_{y355}}} \quad \epsilon = 0.8$   $\lambda_{IS4} := 93.9 \cdot \epsilon$   $\lambda_{IS4} = 76.4$

Treghetsradius:  $i_{S4} := \sqrt{\frac{I_{S4}}{A_{S4}}}$   $i_{S4} = 56.8 \cdot \text{mm}$

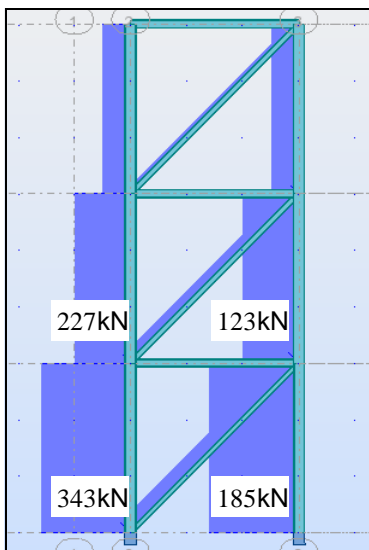
Staveknekking - EC3-1-1, 6.3.1.1: Knekkurve, Tabell 6.1 og 6.2  $\alpha_{S4} := \begin{cases} 0.21 & \text{if } f_y < 420 \text{MPa} \\ 0.13 & \text{otherwise} \end{cases}$   $\alpha_{S4} = 0.210$

Uttrykk for relativ slankhet:  $\lambda_{S4} := \frac{L_{cr,s}}{i_{S4}} \cdot \frac{1}{\lambda_{IS4}}$   $\lambda_{S4} = 0.69$

Parameter:  $\phi_{S4} := \frac{1}{2} \cdot \left[ 1 + \alpha_{S4} \cdot (\lambda_{S4} - 0.2) + \lambda_{S4}^2 \right]$   $\phi_{S4} = 0.79$

Reduksjonsfaktor EC3-1-1, ligning 6.49:  $\chi_{S4} := \frac{1}{\phi_{S4} + \sqrt{\phi_{S4}^2 - \lambda_{S4}^2}}$   $\chi_{S4} = 0.85$

Dimensjonerende knekkapasitet for søyle; EC3-1-1, pkt. 6.3, ligning 6.47:  $N_{pl,Rd} := \frac{\chi_{S4} \cdot A_{S4} \cdot f_y}{\gamma_M}$   $N_{pl,Rd} = 1509.43 \cdot \text{kN}$



Figur A 1-2.9 Gravitasjonslaster

#### A1.2-1.5.2 Optredende snittkrefter og kontroll av overstyrke

Aksialkraft i søyle fra ikke seismisk påkjenning (last er hentet fra ARS-analyse):  $N_{Ed,G} := (150 + 35) \text{kN}$

Aksialkraft i søyle fra i seismisk påkjenning:  $N_{Ed,E} := 550 \text{kN}$

Overstyrkefaktor EC8, pkt.6.1.3:  $\gamma_{ov} = 1.25$

Forholdet mellom kapasitet og lastvirkning i diagonalstavene i avstivningssystemet, (minsteverdien  $\Omega = N_{pl,Rd} / N_{Ed}$ ):

$\Omega_{S4} := \min \left( \frac{R_{fyS1}}{S1}, \frac{R_{fyS2}}{S2}, \frac{R_{fyS3}}{S3} \right)$   $\Omega_{S4} = 1.03$

$$\text{Kraft i søylen EC8, pkt.6.7.4:} \quad N_{ES4} := N_{Ed.G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{S4} \cdot N_{Ed.E} \quad N_{ES4} = 963.63 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Krav til overstyrke:} \quad \text{krav}_N := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } N_{ES4} < N_{pl.Rd} \\ \text{"IKKE OK!"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{krav}_N = \text{"OK!"}$$

### A1.2-1.5.3 Kontroll av kapasitet - S5 (HUP150x150x8)

$$\text{Knekk lengde søyle:} \quad L_{cr.s} := L \cdot 1.0 \quad L_{cr.s} = 3000.0 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Areal søyle S5:} \quad A_{S5} := 4450 \text{mm}^2 \quad i_{S5} := 57.5 \text{mm} \quad f_y := f_{y355}$$

$$\text{2.ordnes areal- og motstandsmoment søyle, S5:} \quad I_{S5} := 14.7 \cdot 10^6 \text{mm}^4 \quad \text{Materialfaktor DCM:} \quad \gamma_M := 1.1$$

Slankhet kontrolleres i hht. NS-EN 1993, pkt.6.3.1.3

$$\text{Påvisning av slankhetskrav søyle S5:} \quad \lambda_{IS5} := 93.9 \cdot \epsilon \quad \lambda_{IS5} = 76.4$$

$$\text{Tregghetsradius:} \quad i_{S4} := \sqrt{\frac{I_{S5}}{A_{S5}}} \quad i_{S4} = 57.5 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Staveknekking - EC3-1-1, 6.3.1.1:} \quad \alpha_{S5} := \begin{cases} 0.21 & \text{if } f_y < 420 \text{MPa} \\ 0.13 & \text{otherwise} \end{cases} \quad \alpha_{S5} = 0.210$$

Knekkurve, Tabell 6.1 og 6.2

$$\text{Uttrykk for relativ slankhet:} \quad \lambda_{S5} := \frac{L_{cr.s}}{i_{S5}} \cdot \frac{1}{\lambda_{IS5}} \quad \lambda_{S5} = 0.683$$

$$\text{Parameter:} \quad \phi_{S5} := \frac{1}{2} \cdot \left[ 1 + \alpha_{S5} \cdot (\lambda_{S5} - 0.2) + \lambda_{S5}^2 \right] \quad \phi_{S4} = 0.79$$

$$\text{Reduksjonsfaktor EC3-1-1, ligning 6.49:} \quad \chi_{S5} := \frac{1}{\phi_{S5} + \sqrt{\phi_{S5}^2 - \lambda_{S5}^2}} \quad \chi_{S4} = 0.85$$

$$\text{Dimensjonerende knekkapasitet for søyle; EC3-1-1, pkt. 6.3, ligning 6.47:} \quad N_{pl.Rd} := \frac{\chi_{S5} \cdot A_{S5} \cdot f_y}{\gamma_M} \quad N_{pl.Rd} = 1228.78 \cdot \text{kN}$$

### A1.2-1.5.4 Optredende snittkrefter og kontroll av overstyrke

$$\text{Aksialkraft i søyle fra ikke seismisk påkjenning:} \quad N_{Ed.G} := N_{Ed.G} \cdot \frac{2}{3} \quad \text{Aksialkraft i søyle fra seismisk påkjenning:} \quad N_{Ed.E} := 543 \text{kN}$$

$$\text{Overstyrkefaktor EC8, pkt.6.1.3:} \quad \gamma_{ov} = 1.25$$

$$\text{Forholdet mellom kapasitet og lastvirkning i diagonalstavene i avstivningssystemet, (minsteverdien } \Omega = N_{pl.Rd} / N_{Ed} \text{):} \quad \Omega_{S5} := \min \left( \frac{R_{fyS1}}{S1}, \frac{R_{fyS2}}{S2}, \frac{R_{fyS3}}{S3} \right) \quad \Omega_{S5} = 1.03$$

$$\text{Kraft i søylen EC8, pkt.6.7.4:} \quad N_{ES5} := N_{Ed.G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{S5} \cdot N_{Ed.E} \quad N_{ES5} = 892.06 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Krav til overstyrke:} \quad \text{krav}_N := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } N_{ES5} < N_{pl.Rd} \\ \text{"IKKE OK!"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{krav}_N = \text{"OK!"}$$

### A1.2-1.6 Dimensjonering av ikke energiabsorberende Bjelke, B1



Kontrollerer kapasiteten av bjelke mht overstyrke i hht EC8. Velger samme profil for alle bjelker i rammen.

Kontrollerer mest belastede bjelke (B1) i plan.01. Bjelke B1 gjelder for videre beregning. Velger profil HUP150x10.

Figur A 1.2-10 Momentdiagram for bjelke B1

Knekk lengde Bjelke:	$L_{cr,s} := L \cdot 1.0$	$L_{cr,s} = 3000.0 \cdot \text{mm}$
Areal (HUP150x10), B1:	$A_{B1} := A_{S4}$	Motstandsmoment: $W_p := W_{S4}$
2.ordnes areal- og motstandsmoment (HUP150x10), B1:	$I_{B1} := I_{S4}$	Materialfaktor DCM: $\gamma_M := 1.1$

#### A1.2-1.6.1 Kontroll av knekkapasitet

Slankhet kontrolleres i hht. NS-EN 1993, pkt.6.3.1.3

Påvisning av slankhetskrav bjelke B1:

$$\epsilon := \sqrt{\frac{f_{y235}}{f_{y355}}} \quad \epsilon = 0.8 \quad \lambda_{IB1} := 93.9 \cdot \epsilon \quad \lambda_{IB1} = 76.4$$

Treghetsradius:

$$i_{B1} := \sqrt{\frac{I_{B1}}{A_{B1}}} \quad i_{B1} = 56.8 \cdot \text{mm}$$

Stavekneking - EC3-1-1, 6.3.1.1:  
Knekkurve, Tabell 6.1 og 6.2

$$\alpha_{B1} := \begin{cases} 0.21 & \text{if } f_y < 420 \text{MPa} \\ 0.13 & \text{otherwise} \end{cases} \quad \alpha_{B1} = 0.210$$

Uttrykk for relativ slankhet:

$$\lambda_{B1} := \frac{L_{cr,s}}{i_{B1}} \cdot \frac{1}{\lambda_{IB1}} \quad \lambda_{B1} = 0.69$$

Parameter:

$$\phi_{B1} := \frac{1}{2} \cdot \left[ 1 + \lambda_{B1} \cdot (\lambda_{B1} - 0.2) + \lambda_{B1}^2 \right] \quad \phi_{B1} = 0.91$$

Reduksjonsfaktor  
EC3-1-1, ligning 6.49:

$$\chi_{B1} := \frac{1}{\phi_{B1} + \sqrt{\phi_{B1}^2 - \lambda_{B1}^2}} \quad \chi_{B1} = 0.67$$

$$\chi_{B1} := 0.88$$

Dimensjonerende knekkapasitet for søyle; EC3-1-1, pkt. 6.3, ligning 6.47:

$$N_{pl,Rd,B} := \frac{\chi_{B1} \cdot A_{B1} \cdot f_y}{\gamma_M} \quad N_{pl,Rd,B} = 1559.16 \cdot \text{kN}$$

#### A1.2-1.6.2 Kontroll av M+N

Interaksjon mellom moment og aksiallast kontrolleres i hht NS-EN 1993, pkt.6.2.9.

Aksiallast på bjelke (påkjenning):	$N_{Ed.B} := 225 \text{ kN}$	
Profilets bredde/tykkelse:	$b := 150 \text{ mm}$	$t := 10 \text{ mm}$
Faktorer for beregning av kapasitet:	$a := \frac{A_{B1} - 2 \cdot b \cdot t}{A_{B1}} \quad a = 0.5$	$n := \frac{N_{Ed.B}}{N_{pl.Rd.B}} \quad n = 0.1$
Plastisk momentkapasitet EC3-1-1, 6.2.5:	$M_{ply.Rd} := W_p \cdot f_{y355}$	$M_{ply.Rd} = 101.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
Redusert momentkapasitet pga. knekking, EC3-1-1, 6.2.9:	$M_{Ny.Rd} := M_{ply.Rd} \cdot \frac{(1-n)}{(1-0.5 \cdot a)}$	$M_{Ny.Rd} = 112.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

NB! Moment blir ikke redusert, dvs. aksiallasten er så liten at den har ikke noen betydning for bjelkens momentkapasitet. Moment regnes som:

$$M_{Ny.Rd} := \min(M_{Ny.Rd}, M_{ply.Rd}) \quad M_{Ny.Rd} = 101.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

### A1.2-1.6.3 Kontroll av overstyrke

Opptredende moment/skjærkraft i bjelken, ARS:	$M_f := 15.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$V_f := 19.5 \text{ kN}$
For å ivareta bidraget fra moment/skjær, velger å redusere bjelkens aksialkapasitet på følgende måte:	$\sigma_{MB} := \frac{M_f}{W_p}$	$\sigma_{MB} = 55.2 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
	$\sigma_V := \frac{V_f \cdot \sqrt{3}}{A_{B1}}$	$\sigma_V = 6.2 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Redusert knekingskapasitet pga. moment:	$N_{pl.Rd.B} := N_{pl.Rd.B} \cdot \left( \frac{f_{y355} - \sigma_{MB} - \sigma_V}{f_{y355}} \right)$	$N_{pl.Rd.B} = 1289.51 \cdot \text{kN}$
Aksialkraft i bjelken fra ikke seismisk påkjenning:	$N_{Ed.G} := 0.0 \text{ kN}$	
Aksialkraft i bjelken fra seismisk påkjenning:	$N_{Ed.E} := 191.4 \text{ kN}$	
Overstyrkefaktor EC8, pkt.6.1.3:	$\gamma_{ov} = 1.25$	
Forholdet mellom kapasitet og lastvirkning i diagonalstavene i avstivningssystemet:	$\Omega_{S4} := \min\left(\frac{R_{fyS1}}{S1}, \frac{R_{fyS2}}{S2}, \frac{R_{fyS3}}{S3}\right)$	$\Omega_{S4} = 1.03$
Kraft i bjelke EC8, pkt.6.7.4:	$N_{EB1} := N_{Ed.G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{S4} \cdot N_{Ed.E}$	$N_{EB1} = 270.96 \cdot \text{kN}$
Krav til overstyrke:	$\text{krav}_N := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } N_{EB1} < N_{pl.Rd.B} \\ \text{"IKKE OK!"} & \text{otherwise} \end{cases}$	$\text{krav}_N = \text{"OK!"}$

### A1.2-1.7 Dimensjonering av ikke-energiabsorberende fundament med overstyrke

Aksialkraft i søyle fra ikke seismisk påkjenning:  $E_{F,G} := -343\text{kN}$

Aksialkraft i søyle fra i seismisk påkjenning:  $E_{F,E} := 353\text{kN}$  Seismisk lastvirkning i steg:  $E_{FE,S1} := S1 = 355 \cdot \text{kN}$

Overstyrkefaktor EC8, pkt.6.1.3:  $\gamma_{Rd} := 1.20$  Kapasitet i steg:  $R_{fyS1} = 366.6 \cdot \text{kN}$

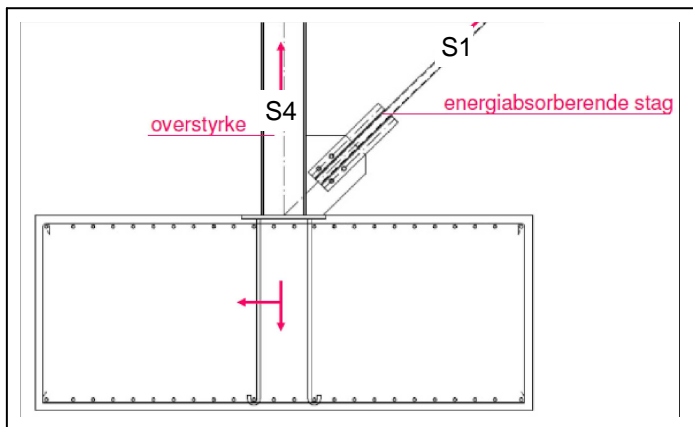
Forholdet mellom kapasitet og lastvirkning i diagonalstavene i avstivningssystemet, (minsteverdien  $\Omega = NplRdi/NEdi$ ):

$$\Omega_F := \left( \frac{R_{fyS1}}{E_{FE,S1}} \right) \quad \Omega_F = 1.03$$

Dimensjonerende lastvirkning i steg:  $E_{Fd,stag} := \gamma_{Rd} \cdot \Omega_F \cdot E_{FE,S1}$   $E_{Fd,stag} = 439.9 \cdot \text{kN}$

Dimensjonerende lastvirkning i søyle:  $E_{Fd,søyle} := E_{F,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega_F \cdot E_{F,E}$   $E_{Fd,søyle} = 94.4 \cdot \text{kN}$

Lastvirkningen viser at strekkraft ved fundamentnivå er betydelig stor. I dette tilfellet velger vi å forankre fundamentet til fjell (bruker fjelbolter).



Figur A 1.2-11 Forbindelse ved fundamentnivå

#### Snittkrefter ved OK-fundament

Velger samme innfestningsløsning for strekkdiagonal S1

Horisontal oppleggskraft:

$$H_f := E_{FE,S1} \cdot \cos(45\text{deg}) \quad H_f = 251.0 \cdot \text{kN}$$

Vertikal oppleggskraft (strekk):

$$F_f := E_{Fd,søyle} + E_{FE,S1} \cdot \sin(45\text{deg}) = 345.5 \cdot \text{kN}$$

Forankrer med skruer, M30,8.8. Dimensjonerende kapasitet for bolter hentes fra ståltabell:  $F_{bM24} := 254.2\text{kN}$

Antar at kraften fordeles plastisk, dvs. bruker 2xM30 for å oppta strekkraft og 2xM30 for å oppta skjærkraft.

Dimensjonerende kapasitet for strekk, 4xM30:  $F_{dt} := F_{bM24} \cdot 2\text{stk}$   $F_{dt} = 508.4 \cdot \text{kN}$

Dimensjonerende kapasitet for skjær, 4xM30:  $V_d := \frac{F_{bM24} \cdot 2\text{stk}}{\sqrt{3}}$   $V_d = 293.5 \cdot \text{kN}$

$$\begin{pmatrix} \text{overst}_{H,f} \\ \text{overst}_{F,f} \end{pmatrix} := \begin{pmatrix} \text{if}(V_d > H_f, \text{"Overstyrke er OK!"}, \text{"IKKE OK!"}) \\ \text{if}(F_{dt} > F_f, \text{"Overstyrke er OK!"}, \text{"IKKE OK!"}) \end{pmatrix} \quad \begin{pmatrix} \text{overst}_{H,f} \\ \text{overst}_{F,f} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \text{"Overstyrke er OK!"} \\ \text{"Overstyrke er OK!"} \end{pmatrix}$$

## A1.2-2 Dimensjonering av kritisk snitt for DCL – Stålkonstruksjoner

Lasttilfelle nr.1: Egenvekt  
 Lasttilfelle nr.2: Nyttelast  
 Lasttilfelle nr.5: Seismisk last

### STEEL DESIGN

CODE: *NS-EN 1993-1:2005/NA:2008/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*  
 ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

#### CODE GROUP:

MEMBER: *Diagånal S1* POINT: *1* COORDINATE: *x = 0.00 L = 0.00 m*

#### LOADS:

*Governing Load Case: 10 Brudd 2\*0.30+(5+1)\*1.00*

#### MATERIAL:

*S355 ( S355 ) fy = 355.00 MPa*



#### SECTION PARAMETERS: RHSS 100x100x8

<i>h=100 mm</i>	<i>gM0=1.05</i>	<i>gM1=1.05</i>	
<i>b=100 mm</i>	<i>Ay=1440 mm<sup>2</sup></i>	<i>Az=1440 mm<sup>2</sup></i>	<i>Ax=2880 mm<sup>2</sup></i>
<i>tw=8 mm</i>	<i>Iy=4000000 mm<sup>4</sup></i>	<i>Iz=4000000 mm<sup>4</sup></i>	<i>Ix=6460000 mm<sup>4</sup></i>
<i>tf=8 mm</i>	<i>Wply=98200 mm<sup>3</sup></i>	<i>Wplz=98200 mm<sup>3</sup></i>	

#### INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

<i>N,Ed = -840.59 kN</i>	<i>My,Ed = -0.70 kN*m</i>	
<i>Nt,Rd = 973.71 kN</i>	<i>My,pl,Rd = 33.20 kN*m</i>	<i>Vz,Ed = -0.19 kN</i>
	<i>My,c,Rd = 33.20 kN*m</i>	<i>Vz,c,Rd = 281.09 kN</i>
	<i>My,N,Rd = 5.84 kN*m</i>	<i>Class of section = 1</i>



#### LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

#### BUCKLING PARAMETERS:



About Y axis:



About Z axis:

#### VERIFICATION FORMULAS:

##### Section strength check:

*N,Ed/Nt,Rd = 0.86 < 1.00 (6.2.3.(1))*  
*My,Ed/My,c,Rd = 0.02 < 1.00 (6.2.5.(1))*  
*My,Ed/My,N,Rd = 0.12 < 1.00 (6.2.9.1.(2))*  
*Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))*

**Section OK !!!**



## STEEL DESIGN

**CODE:** *NS-EN 1993-1:2005/NA:2008/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**ANALYSIS TYPE:** *Member Verification*

**CODE GROUP:**

**MEMBER:** *Diagonal S2*

**POINT:** *1*

**COORDINATE:** *x = 0.00 L =*

*0.00 m*

**LOADS:**

*Governing Load Case: 10 Brudd 2\*0.30+(5+1)\*1.00*

**MATERIAL:**

*S355 ( S355 ) fy = 355.00 MPa*



**SECTION PARAMETERS: RHSS 100x100x8**

<i>h=100 mm</i>	<i>gM0=1.05</i>	<i>gM1=1.05</i>	
<i>b=100 mm</i>	<i>Ay=1440 mm<sup>2</sup></i>	<i>Az=1440 mm<sup>2</sup></i>	<i>Ax=2880 mm<sup>2</sup></i>
<i>tw=8 mm</i>	<i>Iy=4000000 mm<sup>4</sup></i>	<i>Iz=4000000 mm<sup>4</sup></i>	<i>Ix=6460000 mm<sup>4</sup></i>
<i>tf=8 mm</i>	<i>Wply=98200 mm<sup>3</sup></i>	<i>Wplz=98200 mm<sup>3</sup></i>	

**INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:**

<i>N,Ed = -745.38 kN</i>	<i>My,Ed = 2.63 kN*m</i>	
<i>Nt,Rd = 973.71 kN</i>	<i>My,pl,Rd = 33.20 kN*m</i>	
	<i>My,c,Rd = 33.20 kN*m</i>	<i>Vz,Ed = -1.18 kN</i>
	<i>My,N,Rd = 10.01 kN*m</i>	<i>Vz,c,Rd = 281.09 kN</i>
		<i>Class of section = 1</i>



**LATERAL BUCKLING PARAMETERS:**

**BUCKLING PARAMETERS:**



About Y axis:



About Z axis:

**VERIFICATION FORMULAS:**

*Section strength check:*

*N,Ed/Nt,Rd = 0.77 < 1.00 (6.2.3.(1))*  
*My,Ed/My,c,Rd = 0.08 < 1.00 (6.2.5.(1))*  
*My,Ed/My,N,Rd = 0.26 < 1.00 (6.2.9.1.(2))*  
*Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))*

***Section OK !!!***

## STEEL DESIGN

**CODE:** *NS-EN 1993-1:2005/NA:2008/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**ANALYSIS TYPE:** *Member Verification*

**CODE GROUP:**

**MEMBER:** *Diagonal S3*

**POINT:** *1*

**COORDINATE:** *x = 0.00 L =*

*0.00 m*

**LOADS:**

*Governing Load Case: 10 Brudd 2\*0.30+(5+1)\*1.00*

**MATERIAL:**

*S355 ( S355 )  $f_y = 355.00$  MPa*



**SECTION PARAMETERS: RHSS 100x100x5**

$h=100$ mm	$gM0=1.05$	$gM1=1.05$	
$b=100$ mm	$A_y=935$ mm <sup>2</sup>	$A_z=935$ mm <sup>2</sup>	$A_x=1870$ mm <sup>2</sup>
$t_w=5$ mm	$I_y=2790000$ mm <sup>4</sup>	$I_z=2790000$ mm <sup>4</sup>	$I_x=4390000$ mm <sup>4</sup>
$t_f=5$ mm	$W_{ply}=66400$ mm <sup>3</sup>	$W_{plz}=66400$ mm <sup>3</sup>	

**INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:**

$N_{,Ed} = -454.58$ kN	$M_{y,Ed} = 1.09$ kN*m	
$N_{t,Rd} = 632.24$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 22.45$ kN*m	
	$M_{y,c,Rd} = 22.45$ kN*m	$V_{z,Ed} = -0.55$ kN
	$M_{y,N,Rd} = 8.22$ kN*m	$V_{z,c,Rd} = 182.51$ kN
		Class of section = 1



**LATERAL BUCKLING PARAMETERS:**

**BUCKLING PARAMETERS:**



About Y axis:



About Z axis:

**VERIFICATION FORMULAS:**

*Section strength check:*

$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.72 < 1.00$  (6.2.3.(1))  
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.05 < 1.00$  (6.2.5.(1))  
 $M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd} = 0.13 < 1.00$  (6.2.9.1.(2))  
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$  (6.2.6.(1))

**Section OK !!!**

## STEEL DESIGN

**CODE:** *NS-EN 1993-1:2005/NA:2008/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**ANALYSIS TYPE:** *Member Verification*

**CODE GROUP:**

**MEMBER:** *Søyle S4*  
0.00 m

**POINT:** 1

**COORDINATE:** *x = 0.00 L =*

**LOADS:**

*Governing Load Case:* 10 Brudd 2\*0.30+(5+1)\*1.00

**MATERIAL:**

S355 ( S355 )  $f_y = 355.00$  MPa



**SECTION PARAMETERS: RHSS 200x200x10**

h=200 mm	gM0=1.05	gM1=1.05	
b=200 mm	Ay=3745 mm <sup>2</sup>	Az=3745 mm <sup>2</sup>	Ax=7490 mm <sup>2</sup>
tw=10 mm	Iy=44710000 mm <sup>4</sup>	Iz=44710000 mm <sup>4</sup>	Ix=70310000 mm <sup>4</sup>
tf=10 mm	Wply=531000 mm <sup>3</sup>	Wplz=531000 mm <sup>3</sup>	

**INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:**

N,Ed = 1668.30 kN	My,Ed = -36.94 kN*m	
Nc,Rd = 2532.33 kN	My,pl,Rd = 179.53 kN*m	
Nb,Rd = 2334.09 kN	My,c,Rd = 179.53 kN*m	Vz,Ed = 12.87 kN
	My,N,Rd = 79.86 kN*m	Vz,c,Rd = 731.02 kN
		Class of section = 1



**LATERAL BUCKLING PARAMETERS:**

**BUCKLING PARAMETERS:**



About Y axis:

Ly = 3.00 m	Lam_y = 0.51
Lcr,y = 3.00 m	Xy = 0.92
Lamy = 38.83	kyy = 1.06



About Z axis:

Lz = 3.00 m	Lam_z = 0.51
Lcr,z = 3.00 m	Xz = 0.92
Lamz = 38.83	

**VERIFICATION FORMULAS:**

**Section strength check:**

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.66 < 1.00$ (6.2.4.(1))
$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.21 < 1.00$ (6.2.5.(1))
$M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd} = 0.46 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.6.(1))

**Global stability check of member:**

$\lambda_{bda,y} = 38.83 < \lambda_{bda,max} = 210.00$	$\lambda_{bz} = 38.83 < \lambda_{bda,max} = 210.00$	STABLE
$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) = 0.93 < 1.00$ (6.3.3.(4))		
$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) = 0.85 < 1.00$ (6.3.3.(4))		

**Section OK !!!**

## STEEL DESIGN

**CODE:** *NS-EN 1993-1:2005/NA:2008/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**ANALYSIS TYPE:** *Member Verification*

**CODE GROUP:**

**MEMBER:** *Søyle S5*  
0.00 m

**POINT:** *1*

**COORDINATE:** *x = 0.00 L =*

**LOADS:**

*Governing Load Case:* 10 Brudd 2\*0.30+(5+1)\*1.00

**MATERIAL:**

S355 ( S355 )  $f_y = 355.00$  MPa



**SECTION PARAMETERS: RHSS 180x180x6.3**

h=180 mm	gM0=1.05	gM1=1.05	
b=180 mm	Ay=2165 mm <sup>2</sup>	Az=2165 mm <sup>2</sup>	Ax=4330 mm <sup>2</sup>
tw=6 mm	Iy=21680000 mm <sup>4</sup>	Iz=21680000 mm <sup>4</sup>	Ix=33610000 mm <sup>4</sup>
tf=6 mm	Wply=281000 mm <sup>3</sup>	Wplz=281000 mm <sup>3</sup>	

**INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:**

N,Ed = 1051.55 kN	My,Ed = 0.19 kN*m	
Nc,Rd = 1463.95 kN	My,pl,Rd = 95.00 kN*m	
Nb,Rd = 1326.81 kN	My,c,Rd = 95.00 kN*m	Vz,Ed = -0.05 kN
	My,N,Rd = 35.13 kN*m	Vz,c,Rd = 422.61 kN
		Class of section = 1



**LATERAL BUCKLING PARAMETERS:**

**BUCKLING PARAMETERS:**



About Y axis:

Ly = 3.00 m	Lam_y = 0.55
Lcr,y = 3.00 m	Xy = 0.91
Lamy = 42.40	kyy = 1.13



About Z axis:

Lz = 3.00 m	Lam_z = 0.55
Lcr,z = 3.00 m	Xz = 0.91
Lamz = 42.40	

**VERIFICATION FORMULAS:**

**Section strength check:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.72 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

**Global stability check of member:**

$$\lambda_{bda,y} = 42.40 < \lambda_{bda,max} = 210.00 \quad \lambda_{bda,z} = 42.40 < \lambda_{bda,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) = 0.79 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) = 0.79 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Section OK !!!**

## STEEL DESIGN

**CODE:** *NS-EN 1993-1:2005/NA:2008/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**ANALYSIS TYPE:** Member Verification

**CODE GROUP:**

**MEMBER:** Bjelke B1  
1.50 m

**POINT:** 2

**COORDINATE:**  $x = 0.50 L =$

**LOADS:**

*Governing Load Case:* 10 Brudd  $2*0.30+(5+1)*1.00$

**MATERIAL:**

S355 ( S355 )  $f_y = 355.00$  MPa



**SECTION PARAMETERS: RHSS 200x200x6.3**

$h=200$ mm	$gM_0=1.05$	$gM_1=1.05$	
$b=200$ mm	$A_y=2420$ mm <sup>2</sup>	$A_z=2420$ mm <sup>2</sup>	$A_x=4840$ mm <sup>2</sup>
$tw=6$ mm	$I_y=30110000$ mm <sup>4</sup>	$I_z=30110000$ mm <sup>4</sup>	$I_x=46530000$ mm <sup>4</sup>
$tf=6$ mm	$W_{ply}=350000$ mm <sup>3</sup>	$W_{plz}=350000$ mm <sup>3</sup>	

**INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:**

$N_{,Ed} = 608.48$ kN	$M_{y,Ed} = 15.81$ kN*m
$N_{c,Rd} = 1636.38$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 118.33$ kN*m
$N_{b,Rd} = 1636.38$ kN	$M_{y,c,Rd} = 118.33$ kN*m
	$M_{y,N,Rd} = 97.76$ kN*m
	$M_{b,Rd} = 118.33$ kN*m

Class of section = 2



**LATERAL BUCKLING PARAMETERS:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 5387.34$ kN*m	Curve,LT - a	$XLT = 1.00$
$L_{cr,upp}=3.00$ m	$\lambda_{m,LT} = 0.15$	$f_{i,LT} = 0.00$	$XLT,mod = 1.00$

**BUCKLING PARAMETERS:**



About Y axis:

$$k_{yy} = 1.00$$



About Z axis:

**VERIFICATION FORMULAS:**

*Section strength check:*

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.37 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

*Global stability check of member:*

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.13 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y * N_{,Rk}/gM_1) + k_{yy} * M_{y,Ed}/(XLT * M_{y,Rk}/gM_1) = 0.51 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z * N_{,Rk}/gM_1) + k_{zy} * M_{y,Ed}/(XLT * M_{y,Rk}/gM_1) = 0.51 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Section OK !!!**

## STEEL DESIGN

**CODE:** *NS-EN 1993-1:2005/NA:2008/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**ANALYSIS TYPE:** *Member Verification*

**CODE GROUP:**

**MEMBER:** 14 Beam\_14

**POINT:** 2

**COORDINATE:**  $x = 0.50 L =$

1.50 m

**LOADS:**

*Governing Load Case:* 10 Brudd  $2*0.30+(5+1)*1.00$

**MATERIAL:**

S355 ( S355 )  $f_y = 355.00$  MPa



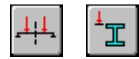
**SECTION PARAMETERS: RHSS 160x160x6.3**

$h=160$ mm	$gM0=1.05$	$gM1=1.05$	
$b=160$ mm	$A_y=1915$ mm <sup>2</sup>	$A_z=1915$ mm <sup>2</sup>	$A_x=3830$ mm <sup>2</sup>
$tw=6$ mm	$I_y=14990000$ mm <sup>4</sup>	$I_z=14990000$ mm <sup>4</sup>	$I_x=23330000$ mm <sup>4</sup>
$tf=6$ mm	$W_{ply}=220000$ mm <sup>3</sup>	$W_{plz}=220000$ mm <sup>3</sup>	

**INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:**

$N_{,Ed} = 523.85$ kN	$M_{y,Ed} = 15.81$ kN*m
$N_{c,Rd} = 1294.90$ kN	$M_{y,pl,Rd} = 74.38$ kN*m
$N_{b,Rd} = 1294.90$ kN	$M_{y,c,Rd} = 74.38$ kN*m
	$M_{y,N,Rd} = 58.03$ kN*m
	$M_{b,Rd} = 74.38$ kN*m

Class of section = 1



**LATERAL BUCKLING PARAMETERS:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 2722.14$ kN*m	Curve,LT - a	$XLT = 1.00$
$L_{cr,upp}=3.00$ m	$\lambda_{m,LT} = 0.17$	$f_{i,LT} = 0.00$	$XLT,mod = 1.00$

**BUCKLING PARAMETERS:**



About Y axis:

$$k_{yy} = 1.00$$



About Z axis:

**VERIFICATION FORMULAS:**

*Section strength check:*

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.40 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.21 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd} = 0.27 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

*Global stability check of member:*

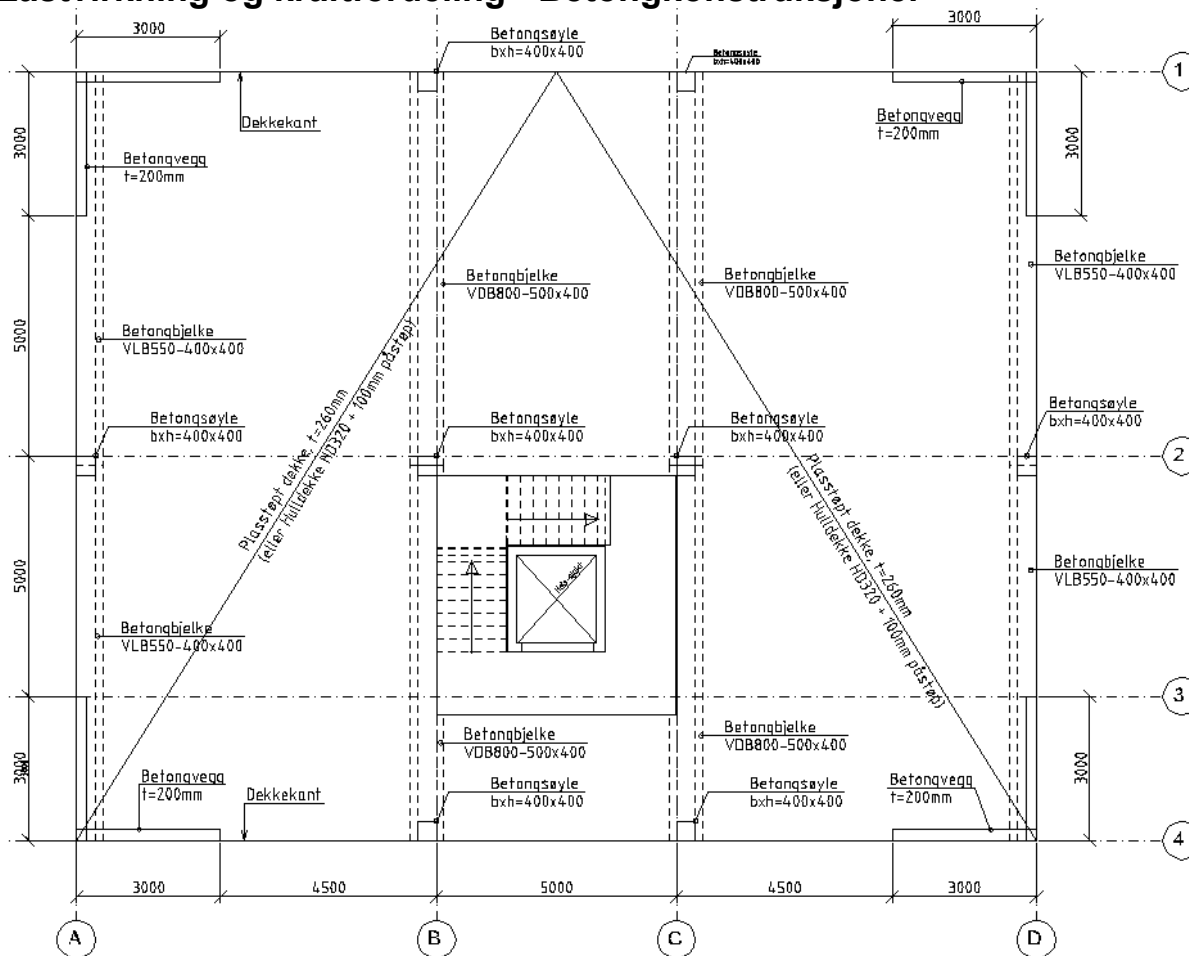
$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.21 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y*N_{,Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) = 0.62 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z*N_{,Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) = 0.62 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Section OK !!!**

### Lastvirkning og kraftfordeling - Betongkonstruksjoner



Figur A2.1-1 Plan med oversikt over plassering av avstivningssystemet (ASi - veggskive 1, 2...i)

#### A2.1-1.0 Hovedparametre i hht NS-EN 1998

Data og forutsetninger (Bolignytt i Bergen - Seismisk klasse I):

Byggestedets spissverdi for grunnens akselerasjon i berg antas å være NS Figur NA.3(901) returperiode 475år.

$$a_g := 0.8 \cdot 0.85m \cdot s^{-2}$$

Bygget er satt i seismisk klasse I \_ (NS-EN 1998-1 Tabell NA.4(901))

$$\gamma_1 := 1.00$$

Faktor avhengi av avstivningssystem. Velger å ikk beregne  $C_t$  ved hjelp av formelverk som tar hensyn til de faktiske skjærveggarealene, (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2):

$$C_t := 0.05$$

Konstruksjonsfaktor (NS-EN 1998-1 pkt.3.2.2.5):

$$q_{DCL} := 1.5$$

Grunnverdi for konstruksjonsfaktor (NS-EN 1998-1 pkt.5.2.2.2, ikke komplette veggssystemer):

$$q_0 := 3.0$$

Fremherskede sideforholdet for veggene i bæresystemet:

$$\alpha_0 := \frac{(4 \cdot 9m)}{(4 \cdot 3m)}$$

$$\alpha_0 = 3$$

Faktor  $k_w$  som gjennspeiler den fremherskende bruddformen:

$$k_w := \min \left[ \frac{(1 + \alpha_0)}{3}, 1.0 \right]$$

$$k_w = 1$$

Konstruksjonsfaktor:

$$q_{DCM} := k_w \cdot q_0$$

$$q_{DCM} = 3$$



Verdier og parametere som beskriver  
responspektra  
som brukes i Norge (NS-EN 1998-1 pkt.NA.3.2.2.2)  
**Grunntype A** Tabell NA.3.1:

$$S := 1.00$$

$$T_B(s) := 0.10$$

$$T_C(s) := 0.25$$

$$T_D(s) := 1.50$$

Byggets lengde, bredde og høyde

$$B_x := 18\text{m}$$

$$B_y := 20\text{m}$$

$$H := 9.0\text{m}$$

Etasjehøyde 1, 2 og 3:

$$H_{pl\_1} := 3.0\text{m}$$

$$H_{pl\_2} := 6.0\text{m}$$

$$H_{pl\_3} := 9.0\text{m}$$

## A2.1-1.1 Karakteristiske laster og lastfaktorer:

### A2.1-1.1.1 Lastfaktorer:

Lastfaktorer i henhold NS-EN 3490:

$$\gamma_g := 1.00$$

$$\gamma_p := 1.00$$

I henhold NS-EN 3490, Tabell NA.A1.1:

lastfaktorer for tilnærmet permanent verdi

$$\psi_p := 0.30$$

$$\psi_s := 0.20$$

### A2.1-1.1.2 Karakteristiske laster :

Betongplate etasje 1:	$g_{k1} := (0.26 \cdot 25 + 0.3 + 0.5) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$g_{k1} = 7.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Betongplate etasje 2:	$g_{k2} := (0.26 \cdot 25 + 0.3 + 0.5) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$g_{k2} = 7.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Betongplate etasje 3:	$g_{\text{tak}} := (0.26 \cdot 25 + 0.3 + 0.5) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$g_{\text{tak}} = 7.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Vegger/søyler/bjelker ca.:	$g_{\text{diverse}} := \left[ 25 \cdot 0.22 \cdot \left[ \frac{(4 + 2) \cdot 3.0 \cdot 4}{(360 - 5 \cdot 4)} \right] \right] \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$g_{\text{diverse}} = 1.16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Nyttelast for boligarealer: (NS-EN 1991-1-1, Tabell 6.2)	$p_k := 2.0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	
Snølast på tak, Bergen: (NS-EN 1991-1-3, Tabell NA.4.1)	$s_k := (2.0 \cdot 0.8) \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$p_{\text{tak}} := s_k$

### A2.1-1.1.3 Belastningsareal og karakteristiske laster per etasje:

Belastet areal dekke.o.1.etg:	$A_1 := [(18\text{m} \cdot 20\text{m}) - 5\text{m} \cdot 5.5\text{m}]$	$A_1 = 332.5 \text{m}^2$
Belastet areal dekke.o.2.etg:	$A_2 := A_1$	$A_2 = 332.5 \text{m}^2$
Belastet areal dekke.o.3.etg:	$A_3 := 18\text{m} \cdot 20\text{m}$	$A_3 = 360 \text{m}^2$
Karakteristiske laster per etasje. (alle laster i bruksgrense, vekt av vegger, søyler og bjelker er inkludert).		
Last fra dekke+vegger plan 1:	$G_1 := (g_{k1} + g_{\text{diverse}}) \cdot A_1$	$G_1 = 2814.5 \text{kN}$
	$P_1 := p_k A_1$	$P_1 = 665 \text{kN}$

Last fra.dekke+vegger plan 2 til plan 3:	$G_2 := (g_{k2} + g_{diverse}) \cdot A_2$	$G_2 = 2814.5 \text{ kN}$
	$P_2 := p_k A_2$	$P_2 = 665 \text{ kN}$
Last fra.vegger+tak plan 3:	$G_3 := (g_{tak} + g_{diverse}) \cdot A_3$	$G_3 = 3047.3 \text{ kN}$
	$P_3 := s_k A_3$	$P_3 = 576 \text{ kN}$
Samlet masse per etasje/plan blir (midlere masse 1-3):	$m_{pl\_1} := [G_1 \cdot \gamma_g + (P_1) \cdot \gamma_p \cdot \psi_p] \cdot \frac{1}{g}$	$m_{pl\_1} = 307344 \text{ kg}$
	$m_{pl\_2} := [G_2 \cdot \gamma_g + (P_2) \cdot \gamma_p \cdot \psi_p] \cdot \frac{1}{g}$	$m_{pl\_2} = 307344 \text{ kg}$
	$m_{pl\_3} := (G_3 \cdot \gamma_g + P_3 \cdot \gamma_p \cdot \psi_p) \cdot \frac{1}{g}$	$m_{pl\_3} = 328358 \text{ kg}$
	$m_{tot} := m_{pl\_1} + m_{pl\_2} + m_{pl\_3}$	$m_{tot} = 943046.2 \text{ kg}$

$$g = 9.807 \text{ m s}^{-2}$$

### A2.1-1.2 Beregning av seismisk last

Beregner tilnærmet egenperiode (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2):

$$T_1 := \min \left[ C_t \cdot \left( \frac{H_{pl\_3}}{1.0\text{m}} \right)^{0.75}, 4 \cdot T_C(\text{s}), 2.0 \right] \quad T_1 = 0.26$$

Korrelasjonsfaktoren (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2):

$$\lambda := \begin{cases} 0.85 & \text{if } T_1 < 2 \cdot T_C(\text{s}) \\ 1.0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad \lambda = 0.85$$

Faktor  $\beta$  (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.2.2.5)

$$\beta := 0.2 \quad a_g \cdot \beta = 0.136 \text{ m s}^{-2}$$

Horizontal dimensjonerende spektret (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.2.2.5):

$$S_{d,DCL}(T_1) := \begin{cases} a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T_1}{T_B(\text{s})} \cdot \left( \frac{2.5}{q_{DCL}} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{if } 0 < T_1 < T_B(\text{s}) \\ \left[ a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \left( \frac{2.5}{q_{DCL}} \right) \right] & \text{if } T_B(\text{s}) \leq T_1 \leq T_C(\text{s}) \\ \left[ a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \frac{2.5}{q_{DCL}} \cdot \left( \frac{T_C(\text{s})}{T_1} \right) \right] & \text{if } T_C(\text{s}) \leq T_1 \leq T_D(\text{s}) \\ \left[ a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \frac{2.5}{q_{DCL}} \cdot \left( \frac{T_C(\text{s}) \cdot T_D(\text{s})}{T_1^2} \right) \right] & \text{if } T_D(\text{s}) \leq T_1 \end{cases}$$

Dimensjonerende spektra for middels duktilitet  $S_{d,DCM}(T)$  beregnes etter samme ligning som for  $S_{d,DCL}(T)$ , men med konstruksjonsfaktor  $q=q_{DCM}$  (ligningen ligge utenfor arkens marger og er ikke vist i dokumentet)

$$S_{d,DCL}(T_1) = 1.091 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$S_{d,DCM}(T_1) = 0.545 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Seismisk skjærkraft ved terrengnivå for hver hovedretning bestemmes som følge (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2):

$$F_{b,DCL} := S_{d,DCL}(T_1) \cdot (m_{pl\_1} + m_{pl\_2} + m_{pl\_3}) \cdot \lambda$$

$$F_{b,DCM} := S_{d,DCM}(T_1) \cdot (m_{pl\_1} + m_{pl\_2} + m_{pl\_3}) \cdot \lambda$$

$$F_{b,DCL} = 874.17 \text{ kN}$$

$$F_{b,DCM} = 437.09 \text{ kN}$$

Effekt av utilsiktet torsjonsvirkninger (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2). Avstivning ligget i byggets ytre akser, dvs. utilsiktet torsjonsvirkning utgjør 10% av tot. last:

$$F_{bx.DCL} := F_{b.DCL} \cdot (1.0 + 0.1) \quad F_{bx.DCL} = 962 \text{ kN}$$

$$F_{bx.DCM} := F_{b.DCM} \cdot (1.0 + 0.1) \quad F_{bx.DCM} = 481 \text{ kN}$$

$$F_{by.DCL} := F_{b.DCL} \cdot (1.0 + 0.1) \quad F_{by.DCL} = 962 \text{ kN}$$

$$F_{by.DCM} := F_{b.DCM} \cdot (1.0 + 0.1) \quad F_{by.DCM} = 481 \text{ kN}$$

Horizontal seismisk lastvirkning som følge av kominasjon av de horisontale komponentene, (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2)

$$E_{dx.DCL} := F_{bx.DCL} \cdot (1.0 + 0.3) \quad E_{dx.DCL} = 1250 \text{ kN}$$

$$E_{bx.DCM} := F_{bx.DCM} \cdot (1.0 + 0.3) \quad E_{bx.DCM} = 481 \text{ kN}$$

$$E_{dy.DCL} := F_{bx.DCL} \cdot (1.0 + 0.3) \quad E_{dy.DCL} = 1250 \text{ kN}$$

$$E_{dy.DCM} := F_{bx.DCM} \cdot (1.0 + 0.3) \quad E_{dy.DCM} = 625 \text{ kN}$$

### A2.1-1.3 Fordeling av horisontalkraft ved i-te etg (DCL, DCM og vind)

Etasjehøyder zn:

$$z_1 := (H_{pl\_1})$$

$$z_2 := H_{pl\_2}$$

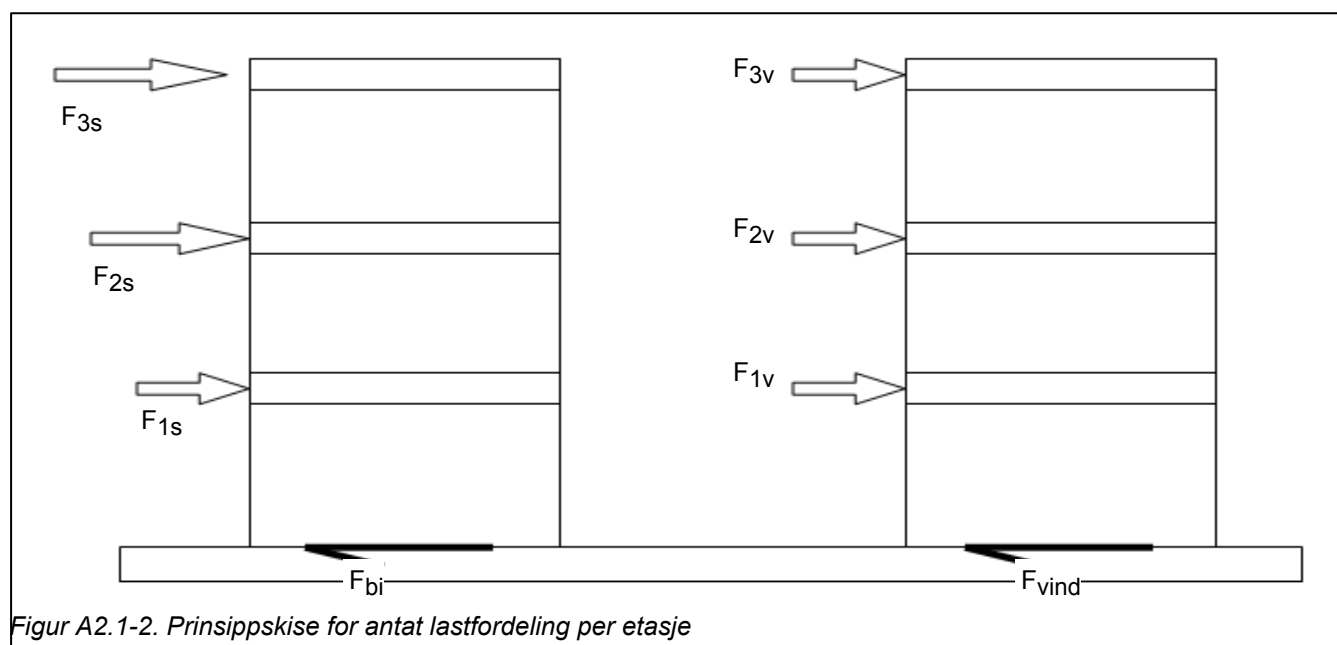
$$z_3 := H_{pl\_3}$$

Masser per etg:

$$m_1 := m_{pl\_1}$$

$$m_2 := m_{pl\_2}$$

$$m_3 := m_{pl\_3}$$



Figur A2.1-2. Prinsippkise for antat lastfordeling per etasje

#### A2.1-1.3.1 Totale horisontale seismiske krefter inkludert torsjon- og kraftretningsvirkninger

Horizontal last ved etasje 1. (se beregningene over):

$$F_{1.DCL} := E_{dx.DCL} \cdot \frac{z_1 \cdot m_1}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

$$F_{1.DCM} := E_{bx.DCM} \cdot \frac{z_1 \cdot m_1}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

Horizontal last ved etasje 2. (se beregningene over):

$$F_{2.DCL} := E_{dx.DCL} \cdot \frac{z_2 \cdot m_2}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

$$F_{2.DCM} := E_{bx.DCM} \cdot \frac{z_2 \cdot m_2}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

Horizontal last ved etasje 2. (se beregningene over):

$$F_{3.DCL} := E_{dx.DCL} \cdot \frac{z_3 \cdot m_3}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

$$F_{3.DCM} := E_{bx.DCM} \cdot \frac{z_3 \cdot m_3}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

**A2.1-1.3.2 Vindlast + Skjevstillingslast**

Vindtrykk beregnet på OS-prog: (Eg = gavlvegg, EI = langvegg)	$q_{DEg} := (0.56 + 0.24) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$q_{DEg} = 0.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
	$q_{DEI} := (0.56 + 0.24) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$q_{DEI} = 0.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
	$G_{\text{tot}} := G_1 + G_2 + G_3$	$G_{\text{tot}} = 8676.3 \text{ kN}$
	$P_{\text{tot}} := P_1 + P_2 + P_3$	$G_{\text{tot}} = 8676.3 \text{ kN}$
Sjevstillingslast omregnet til vindlast:	$F_{\text{skjevs}} := \frac{0.5\%}{1.5} \cdot (G_{\text{tot}} \cdot 1.2 + P_{\text{tot}} \cdot 1.5)$	$F_{\text{skjevs}} = 44.2 \text{ kN}$
Vindlast mot langvegg:	$F_{\text{vind}} := q_{DEI} \cdot (20\text{m} \cdot 9\text{m})$	$F_{\text{vind}} = 144 \text{ kN}$
Vind + Skjevstilling bruddgrense - mot langvegg:	$F_{\text{tot\_vl}} := (F_{\text{vind}} + F_{\text{skjevs}}) \cdot 1.5$	$F_{\text{tot\_vl}} = 282.4 \text{ kN}$

**A2.1-1.3.3 Horisontale vindkrefter per etg.**

Horisontal last ved etasje 3: (se beregningene over)	$F_{3v} := F_{\text{tot\_vl}} \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot \frac{1\text{etg}}{3\text{etg}} \right)$	$F_{3v} = 47.06 \text{ kN}$
Horisontal last ved etasje 2: (se beregningene over)	$F_{2v} := F_{\text{tot\_vl}} \cdot \left( \frac{1\text{etg}}{3\text{etg}} \right)$	$F_{2v} = 94.12 \text{ kN}$
Horisontal last ved etasje 1: (se beregningene over)	$F_{1v} := F_{\text{tot\_vl}} \cdot \left( \frac{1\text{etg}}{3\text{etg}} \right)$	$F_{1v} = 94.12 \text{ kN}$
Horisontal last ved etasje 0: (se beregningene over)	$F_{0v} := F_{\text{tot\_vl}} \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot \frac{1\text{etg}}{3\text{etg}} \right)$	$F_{0v} = 47.06 \text{ kN}$
Skjærkraft ved fundamentnivå: (se beregningene over)	$F_{\text{vind}} := F_{1v} + F_{2v} + F_{3v} + F_{0v}$	$F_{\text{vind}} = 282.35 \text{ kN}$

**A2.1-1.3.4 Forholdet mellom seismisk og vindlast**

Seismiske lastvirkning uten utilsiktet torsjonsvirkning ( $0.1F_b$ ) og retningsvirkning ( $E_{di}=E_{di}+0.3E_{dj}$ ).

(Midelsduktilitet (DCM) og lav duktilitet (DCL)):

$$\mu_{1.DCL} := \frac{F_{b.DCL}}{F_{\text{tot\_vl}}} \quad \mu_{1.DCL} = 3.096 \quad \mu_{1.DCM} := \frac{F_{b.DCM}}{F_{\text{tot\_vl}}} \quad \mu_{1.DCM} = 1.548$$

Forhold mellom vindlast og jordskjelvslast, for  $T=Ct \cdot H^{0.75}$ . Legger til for torsjonsvirkning ( $0.1F_b$ ) og retningsvirkning ( $E_{di}=E_{di}+0.3E_{dj}$ ):

$$\mu_{2.DCL} := \frac{F_{b.DCL} \cdot [1 + (0.1 + 0.3)]}{F_{\text{vind}}} \quad \mu_{2.DCM} := \frac{F_{b.DCM} \cdot [1 + (0.1 + 0.3)]}{F_{\text{vind}}}$$

NB! Vi ser at beregnet seismisk last beregnet etter empirisk metode (tilnermet) i hht NS-EN 1998-1, lig. 4.6, gir veldig store laster i forhold til vind+skjevstillingslast.

### A2.1-1.2-1 Kontroll av andre ordnes effekter

En viktig effekt som vi alltid må undersøke uavhengig av analysetype, er andre ordnes virkninger, også kjent som P-Δ virkning. Iht. NS-EN 1998-1 pkt 4.4.2.2 er det ikke nødvendig å ta hensyn til P-Δ effekter hvis følgende betingelse er oppfylt:

NS-EN 1998.1, pkt. 4.4.2.2(2):

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0.10$$

$\theta$  er sensitivitetsfaktoren for forskyvning mellom etasjene;

$P_{\text{tot}}$  er den totale gravitasjonslasten ved og over etasje som vurderes;

$V_{\text{tot}}$  er total seismisk skjærkraft i etasjen;

$d_r = q_d \cdot d_e$  hvor  $d_r$  er den dimensjonerende forskyvningen mellom etasjene,  $q_d$  er konstruksjonsfaktor som brukes i analyse og  $d_e$  er forskyvning bestemt ved en lineær analyse basert på dimensjonerende responspektra.

Vertikale krefter:	$F_{V1} := G_1 + P_1$	$F_{V2} := G_2 + P_2$	$F_{V3} := G_3 + P_3$
Skjærkrefter ved etg. i: (for DCL)	$V_{1.DCL} := F_{1.DCL}$	$V_{2.DCL} := F_{2.DCL}$	$V_{3.DCL} := F_{3.DCL}$
Skjærkrefter ved etg. i: (for DCM)	$V_{1.DCM} := F_{1.DCM}$	$V_{2.DCM} := F_{2.DCM}$	$V_{3.DCM} := F_{3.DCM}$
Maks deformasjon i øverste etasje: (Chopra, kap.6.7)	$d_{e.DCL} := \frac{S_{d.DCL}(T_1)}{\left(\frac{2\pi}{T_1 \cdot s}\right)^2}$		$d_{r.DCL} := d_{e.DCL} \cdot q_{DCL}$
	$d_{e.DCM} := \frac{S_{d.DCM}(T_1)}{\left(\frac{2\pi}{T_1 \cdot s}\right)^2}$		$d_{r.DCM} := d_{e.DCM} \cdot q_{DCM}$

Den dimensjonerende forskyvningen mellom etasjene for en konstruksjon med lav/middels energiabsorpsjon, vurdert som differanse mellom de gjennomsnittlige horisontale forskyvningene øverst og nederst. Beregning av sensitivitetsfaktoren for alle plan er vist på tabell under. Siste kolonne i tabell A1.1-2 angir øvre grensen for  $\theta$ . Denne øvre grensen skal ikke overskride en verdi på 0,30. Hvis  $\theta > 0,3$  må byggets stivhet revurderes. For  $0,1 < \theta < 0,3$  kan lastvirkningen økes med en faktor lik den som er gitt i kolonne 9:

Tabell A.1.1 Kontroll av P-Δ effekter for middels duktil konstruksjon (DCL,

$q=1,5$	$d_e$ [mm]	$d_r$ [mm]	$d_e - d_{ri}$ [mm]	$P_{\text{tot}}$ [kN]	$V_{\text{tot}}$ [kN]	$h$ [mm]	$\theta$	Faktor for lastøkning $1/(1-\theta)$	$\theta$ mindre enn 0,3
etasje 3.	2,8	4,2	1,4	3623,0	646,0	3000	0,0026	1,003	OK!
etasje 2.	1,9	2,8	1,4	7102,0	403,0	3000	0,0082	1,008	OK!
etasje 1.	0,9	1,4	1,4	10581,0	201,0	3000	0,0246	1,025	OK!

Siden ingen av  $\theta$ -verdiene overskrider kravet til 0,10, er det ikke nødvendig å ta hensyn til andre ordens virkninger.

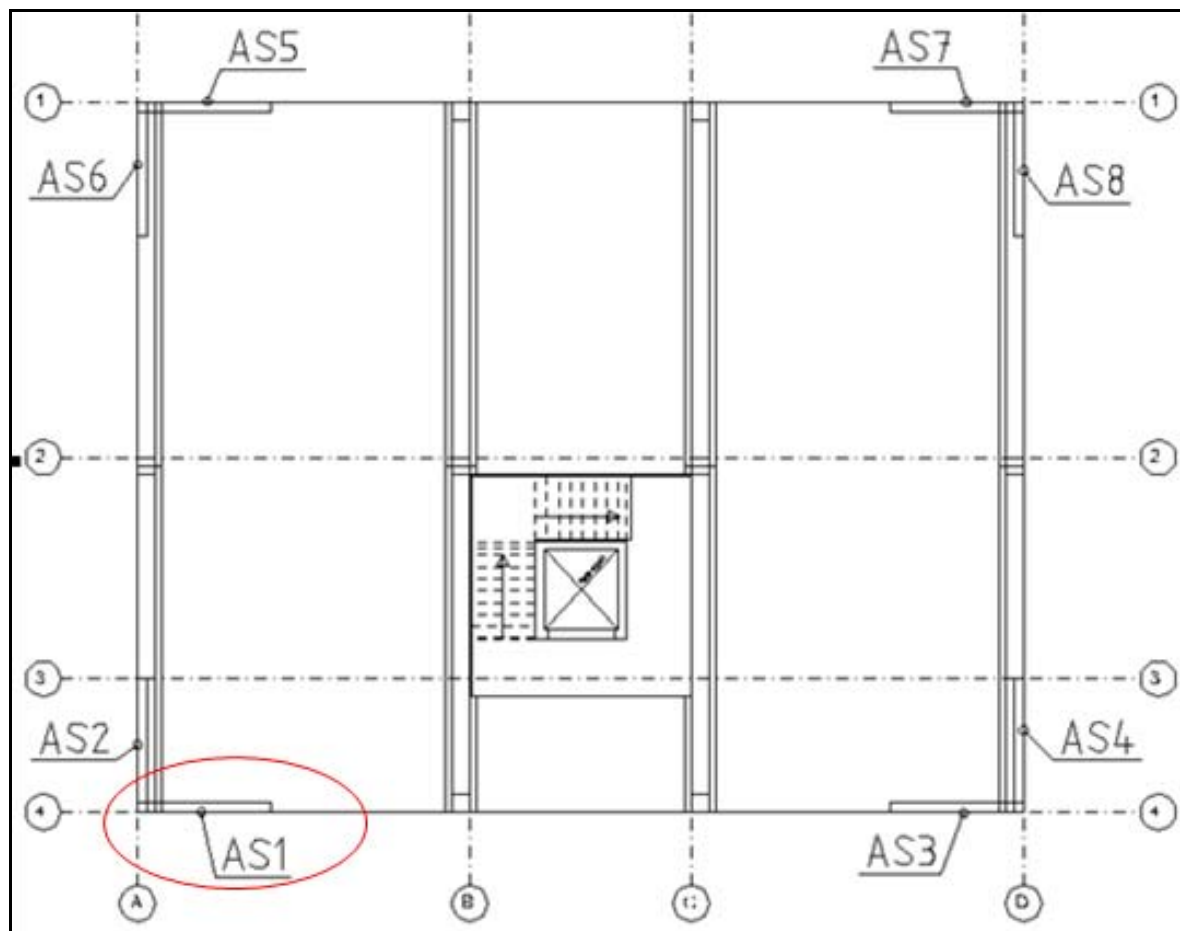
Tabell A.1.1 Kontroll av P-Δ effekter for middels duktil konstruksjon (DCM,

$q=3,0$	$d_e$ [mm]	$d_r$ [mm]	$d_e - d_{ri}$ [mm]	$P_{\text{tot}}$ [kN]	$V_{\text{tot}}$ [kN]	$h$ [mm]	$\theta$	Faktor for lastøkning $1/(1-\theta)$	$\theta$ mindre enn 0,3
etasje 3.	2,8	8,4	2,8	3623,0	323,0	3000	0,0104	1,011	OK!
etasje 2.	1,9	5,6	2,8	7102,0	201,0	3000	0,0331	1,034	OK!
etasje 1.	0,9	2,8	2,8	10581,0	101,0	3000	0,0978	1,108	OK!

For konstruksjon med middels duktilitet er  $\theta$ -verdiene nær 0,10 i første etasje. Siden ingen av  $\theta$ -verdiene overskrider kravet til 0,10, er det ikke nødvendig å ta hensyn til andre ordens virkninger.

### A2.1-1.4 Fordeling av laster på askiver ( DCL og DCM)

Fordeling av laster på avstivningssystem (fagverk/skiver) utføres på grunnlag av lastfordelingsmetode beskrevet i kap.6. I videre beregning bruker seismisk last beregnet på basis av forenklet metode vist i avsnitt A2.1-1.2, dvs. byggets egensvingningsperiode beregnes etter NS-EN 1998-1, lig. 4.6.



Figur A2.1-3 Plassering av veggskiver og byggets massesenter (CM) og stivhetssenter (CR).

Lastens angrepspunkt:  $H_y := E_{dx} \cdot DCL \cdot \frac{1}{kN}$   $H_y = 1250.07$   
 (gjør om til dimensjonsløs)

Avstand til horisontallastens angrepspunkt:  $x_H := 9.0$   $H_x := 0$   $y_H := 0$

Avstanden a og b fra dreiepunktet til skive i:  $\begin{pmatrix} a_1 & a_2 & a_3 & a_4 & a_5 & a_6 & a_7 & a_8 \\ b_1 & b_2 & b_3 & b_4 & b_5 & b_6 & b_7 & b_8 \end{pmatrix} := \begin{pmatrix} 18 & 16.5 & 18 & 16.5 & 0 & 1.5 & 0 & 1.5 \\ 1.5 & 0 & 18.5 & 20 & 1.5 & 0 & 18.5 & 20 \end{pmatrix}$

Skivestivhet i betraktet retning (stivhet av skive/fagverker lik 0.0 for i-retning, og 1.0 for j-retning):  $\begin{pmatrix} K_{x1} & K_{x2} & K_{x3} & K_{x4} & K_{x5} & K_{x6} & K_{x7} & K_{x8} \\ K_{y1} & K_{y2} & K_{y3} & K_{y4} & K_{y5} & K_{y6} & K_{y7} & K_{y8} \end{pmatrix} := \begin{pmatrix} 0 & 1 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 & 1 \\ 1 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \end{pmatrix}$

Beregning av skivestivhet er beskrevet i kap.6. I stedet for å sette  $K_i=1$  og  $K_j=0$ , kunne vi ha brukt skivens virkelige stivhet, men endelig resultat (kraftvirkning på hver enkelt skive) blir tilnærmet det samme.

Skivestivhet kan regnes slik:  $K_b = k_b \cdot \frac{EI}{h^3}$   $K_s = k_s \cdot \frac{A \cdot E}{h}$   $\frac{1}{K_i} = \frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_s}$

$K_b$  er bøyestivhet,  $K_s$  er skjærstivhet og  $K_i$  er skivestivhet. Parametrene  $k_b$ ,  $k_s$ ,  $E$ ,  $I$ ,  $A$  og  $h$  er forklart i kap.6.

Avstanden  $x_t$  og  $y_t$  fra dreiepunktet til stivhetssenter kan da regnes som:

$$K_x := K_{x1} + K_{x2} + K_{x3} + K_{x4} + K_{x5} + K_{x6} + K_{x7} + K_{x8} \quad K_x = 4$$

$$K_y := K_{y1} + K_{y2} + K_{y3} + K_{y4} + K_{y5} + K_{y6} + K_{y7} + K_{y8} \quad K_y = 4$$

$$aK_y := K_{y1} \cdot a_1 + K_{y2} \cdot a_2 + K_{y3} \cdot a_3 + K_{y4} \cdot a_4 + K_{y5} \cdot a_5 + K_{y6} \cdot a_6 + K_{y7} \cdot a_7 + K_{y8} \cdot a_8$$

$$bK_x := K_{x1} \cdot b_1 + K_{x2} \cdot b_2 + K_{x3} \cdot b_3 + K_{x4} \cdot b_4 + K_{x5} \cdot b_5 + K_{x6} \cdot b_6 + K_{x7} \cdot b_7 + K_{x8} \cdot b_8$$

$$aK_y = 36$$

$$bK_x = 21.5$$

$$x_t := \frac{aK_y}{K_y} \quad x_t = 9.00$$

$$y_t := \frac{bK_x}{K_x} \quad y_t = 10$$

Last angriper i byggets midtpunkt, så eksentrisiteten  $e_x$  og  $e_y$  blir:

$$e_x := x_H - x_t \quad e_x = 0.00$$

$$e_y := 0 \quad \text{eksisterer ikke i dette tilfellet (ingen last i x-retning, setter lik null)}$$

Forskyvning:

$$\delta_x := \frac{H_x}{K_x} \quad \delta_x = 0.00$$

$$\delta_y := \frac{H_y}{K_y} \quad \delta_y = 312.52$$

Rotasjonsmomentet  $M_z$  blir:

$$M_z := H_x \cdot e_y + H_y \cdot e_x \quad M_z = 0$$

Avstand fra stivhetssenter til hver enkelt skive:

$$\begin{pmatrix} x_1 & y_1 \\ x_2 & y_2 \\ x_3 & y_3 \\ x_4 & y_4 \\ x_5 & y_5 \\ x_6 & y_6 \\ x_7 & y_7 \\ x_8 & y_8 \end{pmatrix} := \begin{pmatrix} -(x_t - a_1) & -(y_t - b_1) \\ -(x_t - a_2) & -(y_t - b_2) \\ -(x_t - a_3) & -(y_t - b_3) \\ -(x_t - a_4) & -(y_t - b_4) \\ -(x_t - a_5) & -(y_t - b_5) \\ -(x_t - a_6) & -(y_t - b_6) \\ -(x_t - a_7) & -(y_t - b_7) \\ -(x_t - a_8) & -(y_t - b_8) \end{pmatrix} \quad \begin{pmatrix} x_1 & y_1 \\ x_2 & y_2 \\ x_3 & y_3 \\ x_4 & y_4 \\ x_5 & y_5 \\ x_6 & y_6 \\ x_7 & y_7 \\ x_8 & y_8 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 9 & -3.875 \\ 7.5 & -5.375 \\ 9 & 13.125 \\ 7.5 & 14.625 \\ -9 & -3.875 \\ -7.5 & -5.375 \\ -9 & 13.125 \\ -7.5 & 14.625 \end{pmatrix}$$

Samlet rotasjonsstivhet for hele konstruksjonen blir:

$$\begin{pmatrix} I_{x1} & I_{y1} \\ I_{x2} & I_{y2} \\ I_{x3} & I_{y3} \\ I_{x4} & I_{y4} \\ I_{x5} & I_{y5} \\ I_{x6} & I_{y6} \\ I_{x7} & I_{y7} \\ I_{x8} & I_{y8} \end{pmatrix} := \begin{pmatrix} y_1^2 \cdot K_{x1} & x_1^2 \cdot K_{y1} \\ y_2^2 \cdot K_{x2} & x_2^2 \cdot K_{y2} \\ y_3^2 \cdot K_{x3} & x_3^2 \cdot K_{y3} \\ y_4^2 \cdot K_{x4} & x_4^2 \cdot K_{y4} \\ y_5^2 \cdot K_{x5} & x_5^2 \cdot K_{y5} \\ y_6^2 \cdot K_{x6} & x_6^2 \cdot K_{y6} \\ y_7^2 \cdot K_{x7} & x_7^2 \cdot K_{y7} \\ y_8^2 \cdot K_{x8} & x_8^2 \cdot K_{y8} \end{pmatrix} \quad \begin{pmatrix} I_{x1} & I_{y1} \\ I_{x2} & I_{y2} \\ I_{x3} & I_{y3} \\ I_{x4} & I_{y4} \\ I_{x5} & I_{y5} \\ I_{x6} & I_{y6} \\ I_{x7} & I_{y7} \\ I_{x8} & I_{y8} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 & 81 \\ 29 & 0 \\ 0 & 81 \\ 214 & 0 \\ 0 & 81 \\ 29 & 0 \\ 0 & 81 \\ 214 & 0 \end{pmatrix}$$

$$x_i := x_1 \dots x_6 \quad y_i := y_1 \dots y_6 \quad I := \sum_{x_i} (I_{x1} + I_{x2} + I_{x3} + I_{x4} + I_{x5} + I_{x6}) \dots \quad I = 5.104 \times 10^3$$

$$+ \sum_{y_i} (I_{y1} + I_{y2} + I_{y3} + I_{y4} + I_{y5} + I_{y6})$$

Byggets rotasjon:  $d\varphi := \frac{M_z}{I}$   $d\varphi = 0$

Lastvirkning H<sub>xi</sub> pga translasjon og rotasjon:

$$\begin{pmatrix} H_{x1t} & H_{y1t} & H_{x1r} & H_{y1r} \\ H_{x2t} & H_{y2t} & H_{x2r} & H_{y2r} \\ H_{x3t} & H_{y3t} & H_{x3r} & H_{y3r} \\ H_{x4t} & H_{y4t} & H_{x4r} & H_{y4r} \\ H_{x5t} & H_{y5t} & H_{x5r} & H_{y5r} \\ H_{x6t} & H_{y6t} & H_{x6r} & H_{y6r} \\ H_{x7t} & H_{y7t} & H_{x7r} & H_{y7r} \\ H_{x8t} & H_{y8t} & H_{x8r} & H_{y8r} \end{pmatrix} := \begin{pmatrix} K_{x1} \cdot \delta_x & K_{y1} \cdot \delta_y & -y_1 \cdot K_{x1} \cdot \frac{M_z}{I} & x_1 \cdot K_{y1} \cdot \frac{M_z}{I} \\ K_{x2} \cdot \delta_x & K_{y2} \cdot \delta_y & -y_2 \cdot K_{x2} \cdot \frac{M_z}{I} & x_2 \cdot K_{y2} \cdot \frac{M_z}{I} \\ K_{x3} \cdot \delta_x & K_{y3} \cdot \delta_y & -y_3 \cdot K_{x3} \cdot \frac{M_z}{I} & x_3 \cdot K_{y3} \cdot \frac{M_z}{I} \\ K_{x4} \cdot \delta_x & K_{y4} \cdot \delta_y & -y_4 \cdot K_{x4} \cdot \frac{M_z}{I} & x_4 \cdot K_{y4} \cdot \frac{M_z}{I} \\ K_{x5} \cdot \delta_x & K_{y5} \cdot \delta_y & -y_5 \cdot K_{x5} \cdot \frac{M_z}{I} & x_5 \cdot K_{y5} \cdot \frac{M_z}{I} \\ K_{x6} \cdot \delta_x & K_{y6} \cdot \delta_y & -y_6 \cdot K_{x6} \cdot \frac{M_z}{I} & x_6 \cdot K_{y6} \cdot \frac{M_z}{I} \\ K_{x7} \cdot \delta_x & K_{y7} \cdot \delta_y & -y_7 \cdot K_{x7} \cdot \frac{M_z}{I} & x_7 \cdot K_{y7} \cdot \frac{M_z}{I} \\ K_{x8} \cdot \delta_x & K_{y8} \cdot \delta_y & -y_8 \cdot K_{x8} \cdot \frac{M_z}{I} & x_8 \cdot K_{y8} \cdot \frac{M_z}{I} \end{pmatrix}$$

Sum last fra traslation og rotasjon:

$$\begin{pmatrix} H_{x1} & H_{y1} \\ H_{x2} & H_{y2} \\ H_{x3} & H_{y3} \\ H_{x4} & H_{y4} \\ H_{x5} & H_{y5} \\ H_{x6} & H_{y6} \\ H_{x7} & H_{y7} \\ H_{x8} & H_{y8} \end{pmatrix} := \begin{pmatrix} H_{x1t} + H_{x1r} & H_{y1t} + H_{y1r} \\ H_{x2t} + H_{x2r} & H_{y2t} + H_{y2r} \\ H_{x3t} + H_{x3r} & H_{y3t} + H_{y3r} \\ H_{x4t} + H_{x4r} & H_{y4t} + H_{y4r} \\ H_{x5t} + H_{x5r} & H_{y5t} + H_{y5r} \\ H_{x6t} + H_{x6r} & H_{y6t} + H_{y6r} \\ H_{x7t} + H_{x7r} & H_{y7t} + H_{y7r} \\ H_{x8t} + H_{x8r} & H_{y8t} + H_{y8r} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} H_{x1} & H_{y1} \\ H_{x2} & H_{y2} \\ H_{x3} & H_{y3} \\ H_{x4} & H_{y4} \\ H_{x5} & H_{y5} \\ H_{x6} & H_{y6} \\ H_{x7} & H_{y7} \\ H_{x8} & H_{y8} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0.0 & 312.5 \\ 0.0 & 0.0 \\ 0.0 & 312.5 \\ 0.0 & 0.0 \\ 0.0 & 312.5 \\ 0.0 & 0.0 \\ 0.0 & 312.5 \\ 0.0 & 0.0 \end{pmatrix}$$

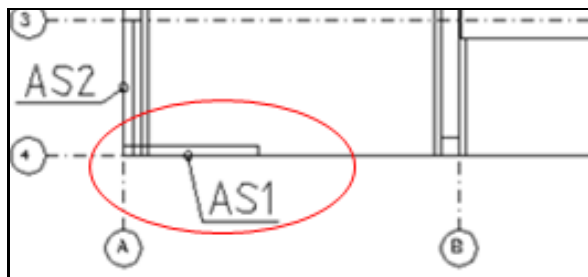
Kontroll av horisontale laster:

$$\begin{pmatrix} H_{xi} \\ H_{yi} \end{pmatrix} := \begin{pmatrix} \sum_{x_i} H_{x1} + H_{x2} + H_{x3} + H_{x4} + H_{x5} + H_{x6} \\ \sum_{y_i} H_{y1} + H_{y2} + H_{y3} + H_{y4} + H_{y5} + H_{y6} \end{pmatrix} \quad \begin{pmatrix} H_{xi} \\ H_{yi} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1250.07 \end{pmatrix}$$

Vi ser at horisontallast i y-retning blir lik 0.0, dvs. at lastfordeling er korrekt i vår tilfelle. I tilfelle at lastresultantens angrepspunkt flukter fra stivhetssenter (CM er ikke lik SR), så gir torsjonsvirkningene tilleggslaster i x- og y-retning. Systemet avstives med veggskiver, dvs. horisontal lastvirkning på skive blir ca. H<sub>y</sub>=312,5kN



### A2.1-1.5 Horisontale seismiske krefter på hver enkelt veggskive (kritisk snitt)



Figur A2.1-4 Byggets kritisk snitt for dimensjonering (skive AS1).

Kontrollerer skive AS1 (se figur). Det er fire veggskiver som opptar horisontallastene. Beregning av lastvirkning for DCM er ikke vist her, men er beregnet etter samme prinsipper som for DCL vis i kap. A2.1-1.4

Skjærkraft ved fundamentnivå på skive AS1.

$$F_{b,AS1,DCL} := (H_{y1}) \cdot kN$$

$$F_{b,AS1,DCM} := 156.5 \cdot kN$$

Horizontal last ved kritisk snitt - etasje 1. (se beregningene over):

$$F_{1,DCL} := F_{b,AS1,DCL} \cdot \frac{z_1 \cdot m_1}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

$$F_{1,DCM} := F_{1,DCL} \cdot \left( \frac{F_{b,AS1,DCM}}{F_{b,AS1,DCL}} \right)$$

Horizontal last ved etasje 2. (se beregningene over):

$$F_{2,DCL} := F_{b,AS1,DCL} \cdot \frac{z_2 \cdot m_2}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

$$F_{2,DCM} := F_{2,DCL} \cdot \left( \frac{F_{b,AS1,DCM}}{F_{b,AS1,DCL}} \right)$$

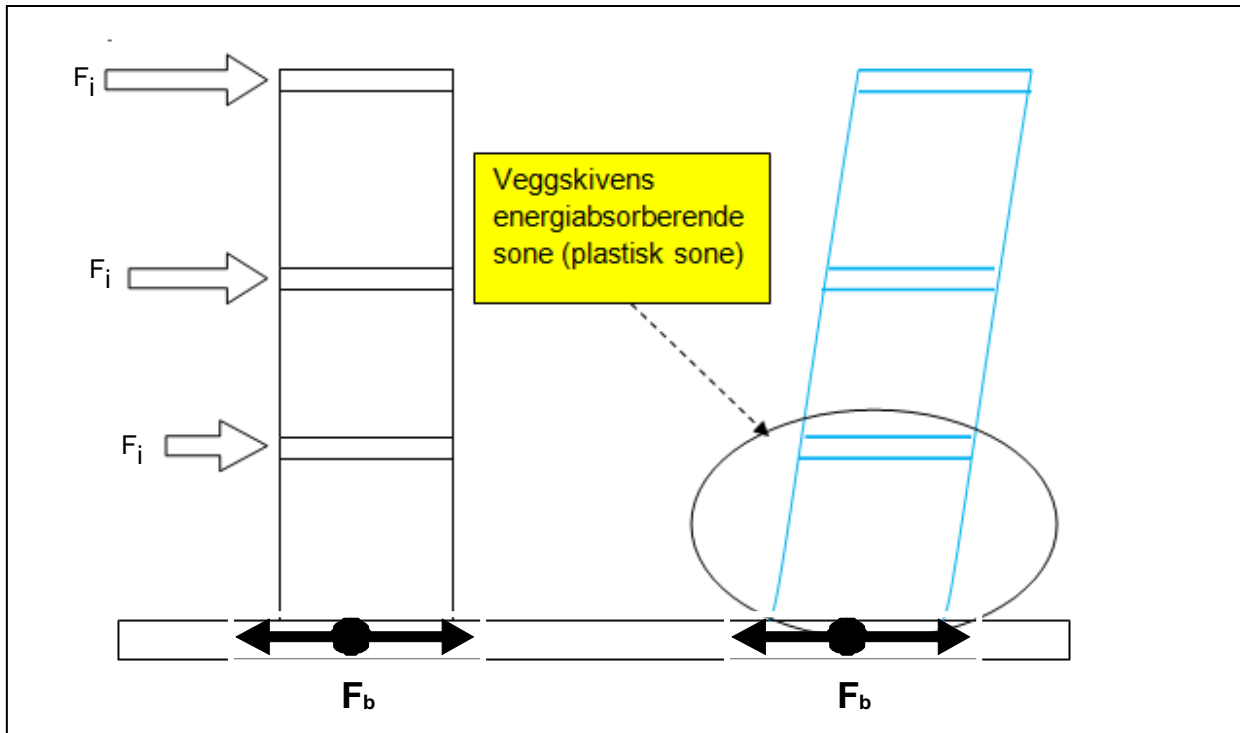
Horizontal last ved etasje 2. (se beregningene over):

$$F_{3,DCL} := F_{b,AS1,DCL} \cdot \frac{z_3 \cdot m_3}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

$$F_{3,DCM} := F_{3,DCL} \cdot \left( \frac{F_{b,AS1,DCM}}{F_{b,AS1,DCL}} \right)$$

### A2.1-1.6 Kontroll av regularitet, se vedlegg A1.1-1.6

## A2.2-1 Dimensjonering av kritisk snitt for DCM - Betongkonstruksjoner



Figur A2.2-1 Prinsipkisse for kompetibel forskyvning og lastvirkning for veggskive

### Forutsetning for DCM-dimensjonering:

Dimensjonerende momentdiagram skal følge omhullingskurven i figur 5.3, NS-EN 1998-1

Det benyttes  $\gamma_{Rd}=1,5$  for skjær og  $\gamma_{Rd}=1,0$  for moment for dimensjonering av forbindelser i kritiske soner.

Dimensjoneringen av forbindelser (f.eks. forankring og kraftoverføring mellom vertikal- og horisontalskive) som ligger nærmere enn to ganger veggtykkelsen fra kritiske soner økes skjær og moment hentet fra omhullingskurven med en faktor  $\gamma_d=1,2$ .

Ved dimensjonering av forbindelser som ligger utenfor kritiske soner økes skjær og moment hentet fra omhullingskurven med en faktor  $\gamma_d=1,1$ .

### A2.2 - 1.1 Jordskjelvparametere

Byggestedets spissverdi for grunnens akselerasjon i berg antas å være NS Figur NA.3(901) returperiode 475år.

$$a_g := 0.8 \cdot 0.85 \text{m} \cdot \text{s}^{-2}$$

Bygget er satt i seismisk klasse I \_ (NS-EN 1998-1 Tabell NA.4(901))

$$\gamma_1 := 1.00$$

Faktor avhengi av avstivningssystem. Velger å ikke beregne  $C_t$  ved hjelp av formelverk som tar hensyn til de faktiske skjærveggarealene, (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2):

$$C_t := 0.05$$

Konstruksjonsfaktor (NS-EN 1998-1 pkt.3.2.2.5):

$$q := 3.0$$

Forsterkningsfaktor for grunnen, grunntype A Tabell NA.3.1:

$$S := 1.0$$

Byggets første egensvingningsperiode/kritisk periode ca.:

$$T_1 := 0.26 \text{s}$$

$$T_c := 0.25 \text{s}$$

NB! I herværende vedlegg henviser jeg til NS-EN 1992-1:2005+NA:2008, enten ved uttrykk som EC2-n.n eller NS-EN 1992-1-1

### A2.2 - 1.2 Materialer og materialfaktorer

Armeringskvalitet	B500C	$f_{sk} := 500 \cdot \text{MPa}$	$E_{sk} := 200000 \cdot \text{MPa}$
	$\gamma_s := 1.15$	$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$	$f_{sd} = 434.8 \cdot \text{MPa}$
Betongkvalitet	Kval := B30		$\gamma_b := 25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
	$f_{cn} = 23.8 \cdot \text{MPa}$	$\gamma_c := 1.5$	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c}$ $f_{cd} = 15.9 \cdot \text{MPa}$
	$f_{tk} = 2.65 \cdot \text{MPa}$	$f_{tn} = 1.80 \cdot \text{MPa}$	$f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c}$ $f_{td} = 1.2 \cdot \text{MPa}$
	$f_{cck} = 30.0 \cdot \text{MPa}$	$E_{ck} := 9500 \cdot \text{MPa}^{0.7} \cdot f_{cck}^{0.3}$	$E_{ck} = 26355 \cdot \text{MPa}$

### A2.2 - 1.3 Geometro og forutsetning

Veggdimensjoner:	$l_w := 3000 \text{mm}$	$b_w := 200 \text{mm}$	$h_w := 9000 \text{mm}$
Overdekning, armeringsdia. og dubden til armeringscenter:	$c := 35 \text{mm}$	$\phi_{12} = 12.0 \cdot \text{mm}$	$d := b_w - c - \frac{\phi_{12}}{2}$

#### Geometriske krav - Krav til tverrsnitt NS-EN pkt.5.1.2-4

Duktile vegger:	$\text{krav}_{d.v} := \text{if} \left( \frac{l_w}{b_w} > 4, \text{"OK!"}, \text{"IKKE OK"} \right)$	$\text{krav}_{d.v} = \text{"OK!"}$
Store lettarmerte vegger:	$\text{krav}_{lv.1} := \text{if} \left( l_w \geq \min \left( 4\text{m}, \frac{2h_w}{3} \right), \text{"OK!"}, \text{"IKKE OK"} \right)$	$\text{krav}_{lv.1} = \text{"IKKE OK"}$
	$\text{krav}_{lv.2} := \text{if} \left( \frac{l_w}{b_w} > 4, \text{"OK!"}, \text{"IKKE OK"} \right)$	$\text{krav}_{lv.2} = \text{"OK!"}$

Vi ser at valgt geometri ikke tilfredstiller krav til lettarmerte vegger. Veggskiver dimensjoneres som duktile vegger.

### A2.2 - 1.4 Kritisk sone i veggskive AS1, (se vedlegg A2.1, fig. A2.1-3)

I hht NS-EN 1998-1, punkt 5.4.3.4.2(1), er høyden av den kritiske sonen ( $h_{cr}$ ) i veggskiven og er gitt av følgende formel (se også kap.8.3.2.3).

$$h_{cr} := \max \left( l_w, \frac{h_w}{6} \right) \quad h_{cr} = 3.0 \text{ m}$$

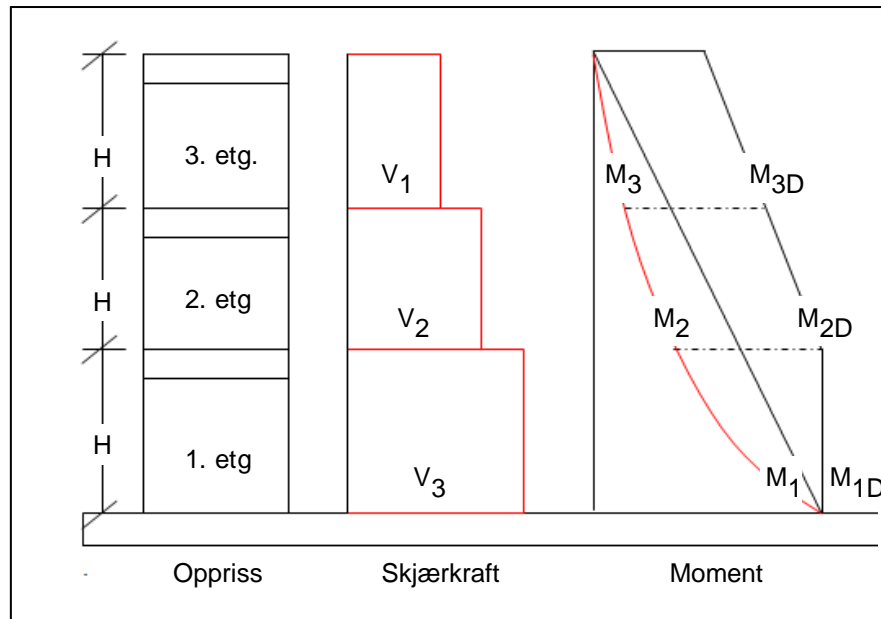
$$\text{Øvre grense for } h_{cr}: \quad h_{cr.Øvre} := \min(h_{cr}, 2l_w, h_{etg}) \quad h_{cr.Øvre} = 3.0 \text{ m}$$

Det er lik etasjehøyden, dvs. hele nederste etasje regnes å ligge i kritisk sone.

Horisontal snitt mellom veggskive i 1.etasje og 2.etasje må regnes overdimensjonert ettersom de ligger i direkte kontakt med veggskivens kritisk sone.

## A2.2 - 1.5 Dimensjonering av veggskive for DCM

Snittkrefter (skjærkraft og moment) beregnes på grunnlag av horisontale etasjelaster beregnet i vedlegg A2.1. Etter at skjærkraft og moment er beregnet for hvert nivå, forskyves momentdiagrammet med  $a_1 = h_{cr} = 3m$  for å finne dimensjonerende moment  $M_{1D}$ .



### A2.2 - 1.5.1 Snittkrefter fra analyse

Snittkrefter er beregnet på vedlegg A2.2

Horisontal last på skive ved nivå 3:

$$F_1 := 25.5 \text{ kN}$$

Horisontal last på skive ved nivå 2:

$$F_2 := 50.4 \text{ kN}$$

Horisontal last på skive ved nivå 1:

$$F_3 := 80.8 \text{ kN}$$

Figur A2.2-2 Omhullingskurver for skjær og moment

Skjærkraft ved horisontal snitt  
1-3. etg.:

$$V_3 := F_3$$

$$V_3 = 80.8 \cdot \text{kN}$$

$$V_2 := F_3 + F_2$$

$$V_2 = 131.2 \cdot \text{kN}$$

$$V_1 := F_3 + F_2 + F_1$$

$$V_1 = 156.7 \cdot \text{kN}$$

Moment ved horisontal snitt, 1. etg.:

$$M_1 := F_1 h_{\text{etg}} + F_2 \cdot 2h_{\text{etg}} + F_3 \cdot 3h_{\text{etg}}$$

$$M_1 = 1106.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende moment ved  
horisontal snitt, 1. etg.:

$$M_{1D} := M_1$$

$$M_{1D} = 1106.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Moment ved horisontal snitt, 2. etg.:

$$M_2 := V_3 \cdot 2h_{\text{etg}} + V_2 \cdot 1h_{\text{etg}}$$

$$M_2 = 878.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende moment ved  
horisontal snitt, 2. etg.:

$$M_{2D} := M_1$$

$$M_{2D} = 1106.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Moment ved horisontal snitt 3. etg.:

$$M_3 := V_3 \cdot h_{\text{etg}}$$

$$M_3 = 242.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende moment ved  
horisontal snitt, 3. etg., omregnes:

$$M_{3D} := M_1 \cdot \frac{(9m - 3m)}{9m}$$

$$M_{3D} = 737.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

### A2.2 - 1.5.2 Horisontal snitt mellom fundament og vegg i første etasje

Snitt ligger i kritisk sone. Dimensjonerende skjærkraft og moment er beregnet i avsnitt A2.2-1.5.1, mens aksiallast hentes fra ARS-analyse.

**Strekk og trykkforbindelser**

Overstyrkefaktor:

$$\gamma_{Rd,V} := 1.5$$

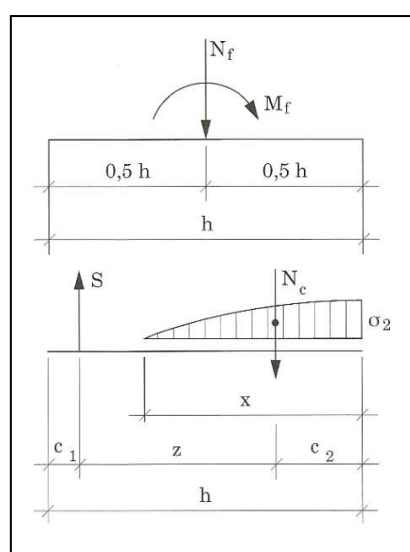
$$\gamma_{Rd,M} := 1.0$$

Dimensjonerende skjærkraft:	$V_{f1} := V_1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot V$	$V_{f1} = 235.1 \cdot \text{kN}$
Dimensjonerende moment:	$M_{f1} := M_{1D} \cdot \gamma_{Rd} \cdot M$	$M_{f1} = 1106.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
Dimensjonerende aksiallast (hentet fra ARS):	$N_{f1} := \left( \frac{272 + 247}{2} \cdot 1.0 + \frac{64 + 58}{2} \cdot 0.3 \right) \text{kN}$	$N_{f1} = 277.8 \cdot \text{kN}$

Moment gir en strekk og en trykkraft i skivens randsoner. Vi må først finne en tøyningstilstand som er i likevekt med ytre lastene. Det gjøres ved å anta strekkraft og trykkspenninger. Benytter iterasjon for å finne strekkraften i skiven pga. moment (se Betongelementbok, bind B, kap.12.5.3).

Inndre strekkraft og trykkresultant: (inndre strekkraft er antatt)	$S_{f1} := 311 \text{kN}$	$N_{c1} := N_{f1} + S_{f1}$	$N_{c1} = 588.8 \cdot \text{kN}$
---	---------------------------	-----------------------------	----------------------------------

Antar betongspenning  $\sigma_c = 0,75f_{cd}$  som vist på Betongelementboken Bind B, kap.12.5.3 (metode for beregning av trykkspenning på veggskiver i stadium 2, opprisset tilstand).



$$\sigma_c := 0.75f_{cd} \qquad \sigma_c = 11.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Uttrekningen av trykksonen:  
(se Betongelementboken bind B, figur B12.5.3)

$$N_c = 0.667 \cdot \sigma_c \cdot b_w \cdot x$$

$$x := \frac{N_{c1}}{(0.584 \cdot \sigma_c \cdot b_w)} \qquad x = 423.6 \cdot \text{mm}$$

Beliggenheten av trykkresultanten:

$$c_2 := 0.354 \cdot x \qquad c_2 = 150.0 \cdot \text{mm}$$

Antar en verdi for  $c_1$ :

$$c_1 := 500 \text{mm}$$

Inndre momentarm (ganske nær  $0,8l_w$  vanligvis benyttes)

$$z := l_w - c_1 - c_2 \qquad z = 2350.0 \cdot \text{mm}$$

Figur A2.2-3 Trykkresultantens beliggenhet for skiver.

Beregning av strekkraft (bidrag fra moment og aksiallast):

$$S_{f1} := \frac{M_{f1}}{z} - \frac{N_{f1} \cdot (0.5 \cdot l_w - c_2)}{z} \qquad S_{f1} = 311.1 \cdot \text{kN}$$

Med antatt strekkraft som er tilnærmet lik beregnet strekkraft er det likevekt i beregning, og den beregnete strekkraften er derfor korrekt.

Nødvendig armeringsmengde:

$$A_s := \frac{S_{f1}}{f_{yd}} \qquad A_s = 715.5 \cdot \text{mm}^2$$

Velger gjennomgående armering på veggens randsoner med forankring på minst  $50\varnothing$ . Velger  $10\varnothing 10$  som plasseres i veggens randsoner  $l_c$ .

Innlagt armering:

$$A_{10} = 78.5 \cdot \text{mm}^2 \qquad A_{s1} := A_{10} \cdot 10 \text{stk} \qquad A_{s1} = 785.0 \cdot \text{mm}^2$$

Strekkarmeringens kapasitet:

$$S_{d1} := A_{s1} \cdot f_{yd} \qquad S_{d1} = 341.3 \cdot \text{kN} \cdot > S_f \text{ OK!}$$

Kontrollerer tøyningen i armeringen om den kan utvikle full fasthet.

Maksimal tøyning i betongtrykksonen, EC2, pkt.3.1.7(1). Tøyninger  $\epsilon$ , faktor n og  $\sigma_c/f_{cd} = 0,75$  er gitt i EC2, tabell 3.1:

$$\varepsilon_{c2} := 0.2\% \quad \varepsilon_c := \varepsilon_{c2} \cdot (1 - \sqrt{1 - 0.75}) = 1.000 \cdot \% \quad \sigma_{cmax} = f_{cd} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right]$$

$$\text{Tøyning i strekkarmering:} \quad \varepsilon_s := \frac{\varepsilon_c \cdot (l_w - c_1 - x)}{x} \quad \varepsilon_s = 4.9 \cdot \%$$

Ståltøyningen er større enn  $\varepsilon_{sy}=2,5\%$  og mindre enn bruddtøyningen  $\varepsilon_{cu}=30\%$ , dvs. tøyningen genererer derfor full fasthet i strekkarmering.

### Kontroll av armeringsmengden i veggskivens kritisk sone

$$\text{Dubden fra veggens ytre fiber til strekkarmeringens senter, ca.:} \quad d_l := l_w - 500\text{mm} \quad d_l = 2.5 \text{ m}$$

$$\text{Armering ca. 500mm fra veggens ytterkant:} \quad A_{s1} := A_{s1} \quad A_{s1} = 785.0 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{For balansert armert trykksone:} \quad \alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} \quad \alpha_b := \frac{0.0035}{0.0035 + 0.0025} \quad \alpha_b = 0.5833$$

(se kap.7.1.4.3)

$$\text{Betongfasthet } f_{ck} < 50\text{MPa} \quad \lambda := 0.80 \quad A_{s,b} := \lambda \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b_w \cdot d_l \cdot \alpha_b \quad A_{s,b} = 8515.1 \cdot \text{mm}^2$$

Siden  $A_{s,b} \gg A_s$  kan vi si at veggskiven er sterkt underarmert. Dette er forutsetning for at plastisk ledd kan oppstå.

### Skjærarmering

For seismiske lastsituasjoner skilles mellom armering som opptar skjær og armering som opptar strekkraft pga. bøyemoment. Nødvendig trykk/strekkarmering plasseres i veggskivens kanter, og nødvendig skjærarmering plasseres i skivens steg (midtsone).

$$\text{Skjærkapasitet uten beregningsmessig behov for skjærarmering:} \quad V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$\rho \text{- og } k\text{-faktor beregnes etter NS-EN 1998-2/NA.6.2.2(1)} \quad k := \min \left( 1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d}}, 2 \right) \quad k = 2.000 \quad \rho_L := \min \left( \frac{A_{s1}}{l_w \cdot d}, 0.02 \right) = 0.002$$

$$\text{NS-EN 1998-2/NA.6.2.2(1)} \quad k_2 := 0.15 \quad k_1 := 0.15 \quad C_{Rd,c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.100$$

$$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \quad v_{\min} = 0.602$$

$$\text{Begrensning av trykkspenning:} \quad \sigma_{cp} := \min \left( \frac{N_{f1}}{b_w \cdot l_w}, 0.2 f_{cd} \right) \quad \sigma_{cp} = 0.5 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Veggskivens skjærkapasitet:} \quad V_{Rd,c,V} := 0.10 \cdot k \cdot \left( \sqrt[3]{100 \cdot \rho_L \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \right) \cdot l_w \cdot d \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \quad V_{Rd,c,V} = 174.2 \cdot \text{kN}$$

Bidrag fra aksiallast:

$$V_{Rd.cN} := k_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot l_w \cdot d$$

$$V_{Rd.cN} = 33.1 \cdot \text{kN}$$

Nedre grense for skjærkapasitet  
NS-EN 1991/NA pkt.6.2.2.:

$$V_{Rdcmin} := v_{min} \cdot l_w \cdot d \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rdcmin} = 287.2 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rdc} := \max\left[\left(V_{Rdc.V} + V_{Rd.cN}\right), \left(V_{Rdcmin}\right)\right]$$

$$V_{Rdc} = 287.2 \cdot \text{kN}$$

Skjærkraft på armering:

$$V_{s1} := \begin{cases} 0.0 \text{ kN} & \text{if } V_{f1} < (V_{Rdc}) \\ (V_{f1} - V_{Rdc}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

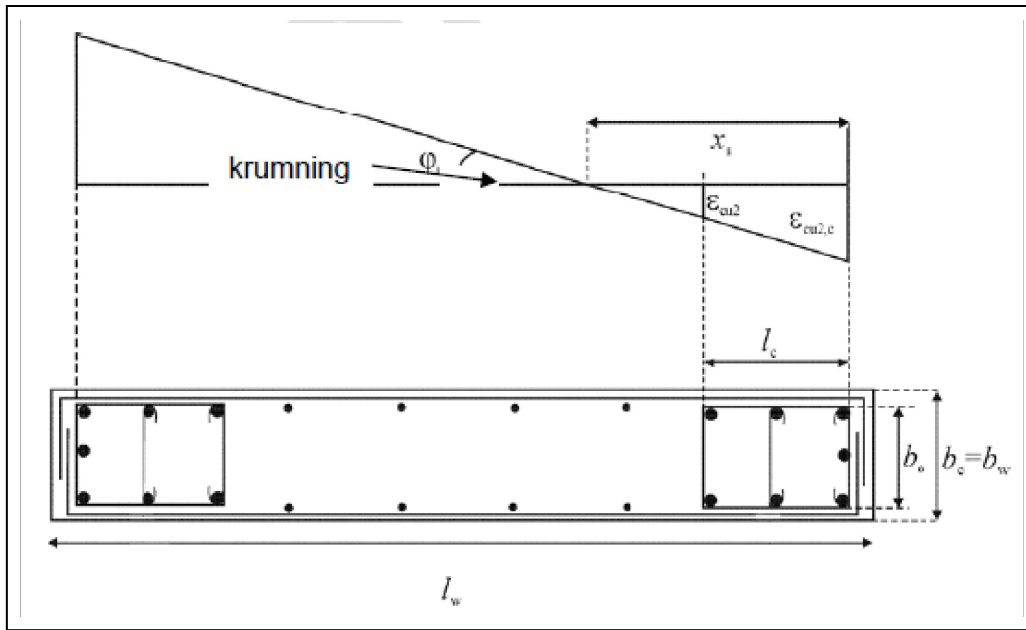
$$V_{s1} = 0.0 \cdot \text{kN}$$

$$\mu_{skjær} := \text{if}(V_{Rdc} > V_{f1}, \text{"OK!"}, \text{"IKKE OK!"})$$

$$\mu_{skjær} = \text{"OK!"}$$

Benytter allikevel 3+3=6Ø12 som skjærarmering ( $A_s=3 \times 113=339$ , pr. side).

**A2.2 - 1.5.3 Utforming og detaljering av veggskive AS1**



Detaljering for DCM:

- Egnede betong-og stålkvaliteter
- Hindre utknekking av trykkarmering i områder med plastiske ledd
- Ivareta tilstrekkelig krumningsduktilitet,  $\mu_\phi$ :

Figur A2.2-4 Bøylearmert randelement på den frie kanten av en vegg.

Veggskivens kritiske område ligger i plan 1 (veggs nederste del, se figur A.2-1). I dette området skal trykkarmeringen sikres mot utknekking. Armeringen i veggens randsone kan sikkes med lukkebøyler.

Krumningsduktilitet:  $q_0 := 3$  EC8, pkt.5.2.3.4

$$\mu_\phi := \begin{cases} (2 \cdot q_0 - 1) & \text{if } T_1 > T_c \\ 1 + (2 \cdot q_0 - 1) \cdot \frac{T_c}{T_1} & \text{if } T_1 < T_c \end{cases} \quad \mu_\phi = 5.0$$

Volumetriske forhold av bøylearmering i randelement, NS-EN 5.4.3.4.2(4):

$$\alpha \omega_d = 30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \epsilon_{syd} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

Høyden/bredden av den forsterkede elementkjernen (se figur A.2.2-4):

$$b_0 := b_w - 2 \cdot c - 2 \cdot \phi_{12} \quad h_0 := l_w - c \quad b_c := b_w$$

Avstand mellom lengderammeringsstangene:  $b_i := b_0$  Lengdearmerings diameter:  $d_{bl} := 10\text{mm}$

Normalisert aksialkraft:  $v_d := \frac{N_{f1}}{(b_w \cdot l_w) \cdot f_{cd}}$   $v_d = 0.0292$

Forholdet mellom vertikal armering og betongareal  $\rho_v := \left( 10 \cdot \frac{\pi \cdot d_{bl}^2}{4} \right) \cdot (b_w \cdot l_w)^{-1}$   $\rho_v = 0.0013$

$$\omega_v := \rho_v \cdot \frac{f_{sd}}{f_{cd}} \quad \omega_v = 0.0359$$

Dimensjonerende verdi for tøyning av armering ved flytegrense:  $\epsilon_{syd} := 0.0025$

$$\alpha \omega_d := 30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \epsilon_{syd} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0.035 \quad \alpha \omega_d = 0.0110$$



Utstrekningen av betongtrykksone ved beregning av skjøtarmering i kritisk sone:

$$x = 423.6 \cdot \text{mm}$$

Trykktøyning der det forventes avskalling, NS-EN 1998-1, pkt.5.4.3.4.2(6)

$$\varepsilon_{\text{cu}2} := 0.0035$$

Tøyningsgrense for bøylearmert betong, NS-EN 1992-1, pkt.3.1.9:

$$\varepsilon_{\text{cu}2.c} := 0.0035 + 0.1 \cdot \alpha \omega_d$$

$$\varepsilon_{\text{cu}2.c} = 0.00460$$

Lengde  $l_c$  av den bøylearmerte randelementet (se figur A2.2-4) skal være i samsvar med NS-EN 5.4.3.4.2(6).

$$l_c := \max \left[ x \cdot \left( 1 - \frac{\varepsilon_{\text{cu}2}}{\varepsilon_{\text{cu}2.c}} \right), 0.15l_w, 1.5b_w \right]$$

$$l_c = 450.0 \cdot \text{mm}$$

Velger Ø8 lukkebøyler,  $A_s = 50 \text{mm}^2$ . Bøylene plasseres ved veggskivens randsone som vist på figur A2.2-5. Antar senteravstand 200mm mellom lukkebøyler.

Samlet effektivt bøylevolum pr. 1000mm høyde:

$V_s$  = armeringsvolum likkebøyler per løpemeter skivehøyde = tverrsnitt lokkebøyler x total lengde per snitt x 1000mm /senteravstand

$$s_b := 200 \text{mm} \quad A_{b8} := \pi \cdot (4 \text{mm})^2$$

$$V_s := A_{b8} \left[ 2(l_c + b_0) + 2 \cdot 2 \cdot (200 \text{mm} + b_0) \right] \cdot \frac{1 \text{m}}{s_b}$$

$$V_s = 5.9 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

Betongvolum som lokkes inne av lukkebøyler per 1000mm høyde:

$$V_c := l_c \cdot b_0 \cdot 1000 \text{mm}$$

$$V_c = 4.8 \times 10^7 \cdot \text{mm}^3$$

NS-EN 1998-1, pkt. 5.4.3.2.2(8), lig.5.16a:

$$\alpha_n := 1 - \left( \frac{8 \cdot s_b^2 + 2 \cdot b_l^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} \right)$$

$$\alpha_n = 0.82$$

NS-EN 1998-1, pkt. 5.4.3.2.2(8), lig.5.17a:

$$\alpha_s := \left( 1 - \frac{s_b}{2 \cdot b_0} \right) \cdot \left( 1 - \frac{s_b}{2 \cdot l_c} \right)$$

$$\alpha_s = 0.04$$

$$\alpha := \alpha_n \cdot \alpha_s$$

$$\alpha = 0.036$$

NS-EN 1998-1, pkt. 5.4.3.2.2(8):

$$\omega_{wd} := \frac{(V_s \cdot f_y)}{V_c \cdot f_{cd}}$$

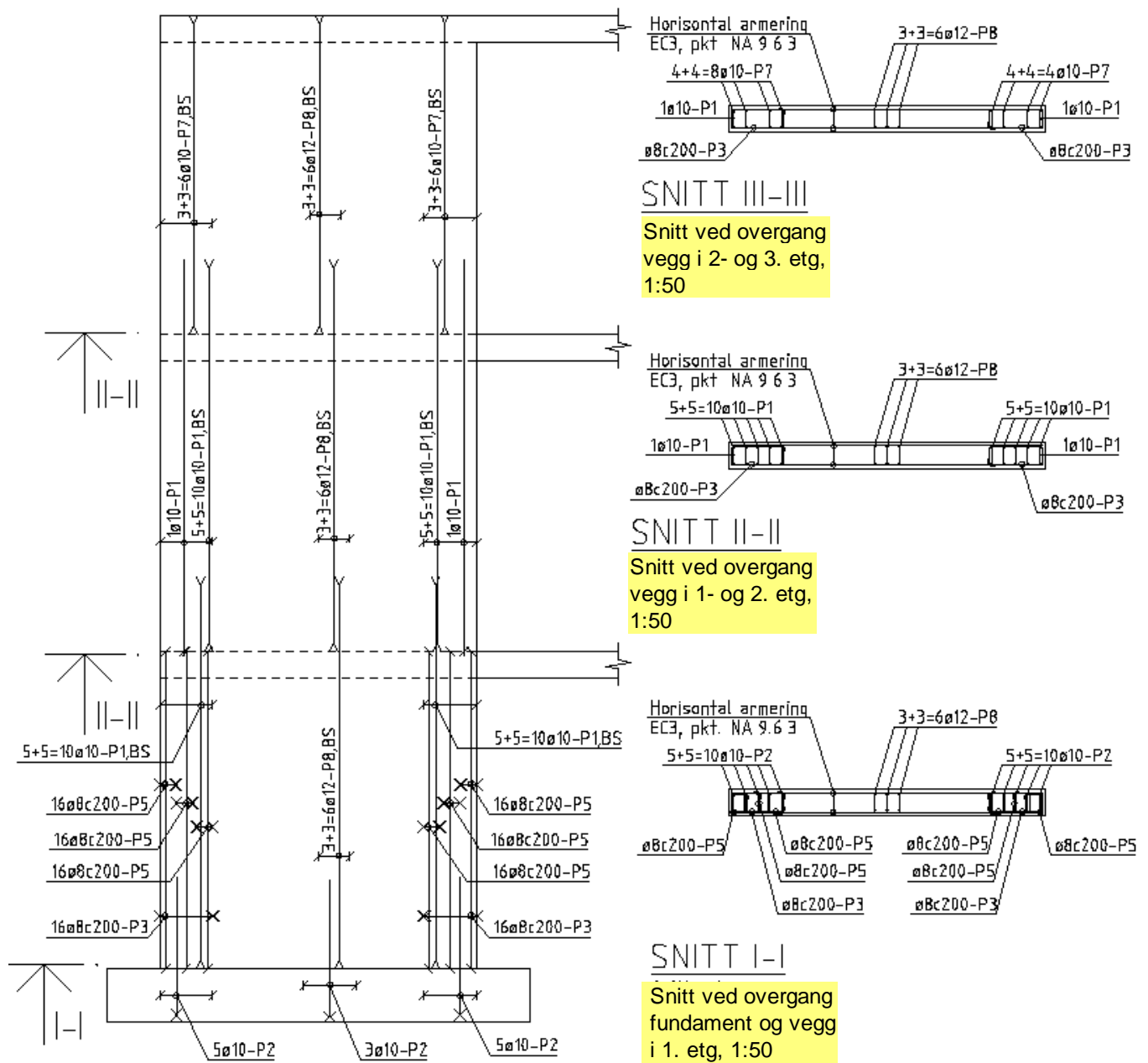
$$\omega_{wd} = 0.388$$

Krav til mengde lukkebøyler i veggens randsone:

$$\text{kr}_{b\text{øyler}} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } \alpha \cdot \omega_{wd} > \alpha \omega_d \\ \text{"IKKE OK!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{kr}_{b\text{øyler}} = \text{"OK!"}$$

Senteravstand  $s_b = 200 \text{mm}$  oppfylder kravet til mengde av lukkebøyler, (vi kunne ha valgt senteravstan  $s_b = 250 \text{mm}$  for optimalisere materialbruk).



Figur A2.2-5 Prinsippskisse for armeringsføring. Bøylene (P3 og P5) i veggens randsone skal hindre utknekking av trykkarmering på det kritiske området (DCM).

### A2.2 - 1.5.4 Horisontal snitt mellom vegg i første og annen etasje

Snitt ligger nær kritisk sone. Dimensjonerende skjærkraft og moment er beregnet i avsnitt A2.2-1.5.1, mens aksiallast hentes fra ARS-analyse.

#### Strekk og trykkforbindelser

Overstyrkefaktor:	$\gamma_{Rd.V} := 1.5$	$\gamma_{Rd.M} := 1.0$
Dimensjonerende skjærkraft:	$V_{f2} := V_2 \cdot \gamma_{Rd.V}$	$V_{f2} = 196.8 \cdot \text{kN}$
Dimensjonerende moment:	$M_{f2} := M_{2D} \cdot \gamma_{Rd.M}$	$M_{f2} = 1106.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
Dimensjonerende aksiallast (hentet fra ARS, omregnes):	$N_{f2} := N_{f1} \cdot \frac{2}{3}$	$N_{f2} = 185.2 \cdot \text{kN}$

Finne en tøyningstilstand som er i likevekt med ytre lastene. Det gjøres ved å anta strekkraft og trykkspenninger. Benytter iterasjon for å finne strekkraften i skiven pga. moment.

Inndre strekkraft og trykkresultant: (initial strekkraft er antatt)	$S_{f2} := 362 \text{ kN}$	$N_{c2} := N_{f2} + S_{f2}$	$N_{c2} = 547.2 \cdot \text{kN}$
--	----------------------------	-----------------------------	----------------------------------

Antar betongspenning  $\sigma_c = 0,75f_{cd}$  som vist på Betongelementboken Bind B, kap.12.5.3 (metode for beregning av trykkspenning på veggskiver i stadium 2, oppriset tilstand).

$$\sigma_c := 0.75f_{cd} \quad \sigma_c = 11.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Utstrekningen av trykksonen:  
(se Betongelementboken bind B, figur B12.73)

$$N_c = 0.667 \cdot \sigma_c \cdot b_w \cdot x$$

$$x := \frac{N_{c2}}{(0.584 \cdot \sigma_c \cdot b_w)} \quad x = 393.7 \cdot \text{mm}$$

Beliggenheten av trykkresultanten:  $c_2 := 0.354 \cdot x$   $c_2 = 139.4 \cdot \text{mm}$  Antar en verdi for:  $c_1 := 500 \text{ mm}$

Inndre momentarm (ganske nær  $0,8l_w$  vanligvis benyttes)  $z := l_w - c_1 - c_2$   $z = 2360.6 \cdot \text{mm}$

Beregning av strekkraft (bidrag fra moment og aksiallast):  $S_{f2} := \frac{M_{f2}}{z} - \frac{N_{f2} \cdot (0.5 \cdot l_w - c_2)}{z}$   $S_{f2} = 361.8 \cdot \text{kN}$

Med antatt strekkraft som er tilnærmet lik beregnet strekkraft er det likevekt i beregning, og den beregnete strekkraften er derfor korrekt.

Nødvendig armeringsmengde:  $A_s := \frac{S_{f2}}{f_{yd}}$   $A_s = 832.2 \cdot \text{mm}^2$

Velger gjennomgående armering på veggens randsone med forankring på minst  $50\emptyset$ . Velger  $11\emptyset 10$  som plasseres i veggens randsone  $l_c$ .

Innlagt armering:  $A_{10} = 78.5 \cdot \text{mm}^2$   $A_{s2} := A_{10} \cdot (10 + 1) \text{ stk}$   $A_{s2} = 863.5 \cdot \text{mm}^2$

Strekkarmeringens kapasitet:  $S_{d.2} := A_s \cdot f_{yd}$   $S_{d.2} = 361.8 \cdot \text{kN} . > S_f \text{ OK!}$

Armeringens strekkraftkapasitet er relativt nær opptil beregnet strekkraft som er nødvendig for at plastisk ledd skal oppstå.

Kontrollerer tøyningen i armeringen om den kan utvikle full fasthet.

Maksimal tøyning i betongtrykksonen, EC2, pkt.3.1.7(1). Tøyninger  $\epsilon$ , faktor  $n$  og  $\sigma_c/f_{cd}=0,75$  er gitt i EC2, tabell 3.1:

$$\epsilon_{c2} := 0.2\% \quad \epsilon_c := \epsilon_{c2} \cdot (1 - \sqrt{1 - 0.75}) = 1.000 \cdot \% \quad \sigma_{cmax} = f_{cd} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right]$$

Tøyning i strekkarmering:  $\epsilon_s := \frac{\epsilon_c \cdot (l_w - c_1 - x)}{x} \quad \epsilon_s = 5.4 \cdot \% \quad \sigma_{cs} = 5.4 \cdot \% \cdot f_{cd}$

Ståltøyningen er større enn  $\epsilon_{sy}=2,5\%$  og mindre enn bruddtøyningen  $\epsilon_{cu}=30\%$ , dvs. tøyningen genererer derfor full fasthet i strekkarmeringen.

### Kontroll av armeringsmengden i veggskivens kritisk sone

Dubden fra veggens ytre fiber til strekkarmeringens senter:  $d_l := l_w - 500\text{mm} \quad d_l = 2.5\text{ m}$

Skjøtearmering ca. 500mm fra veggens ytterkant:  $A_s := A_{s2} \quad A_s = 863.5 \cdot \text{mm}^2$

For balansert armert trykksone: (se kap.7.1.4.3)  $\alpha_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}} \quad \alpha_b := \frac{0.0035}{0.0035 + 0.0025} \quad \alpha_b = 0.5833$

Betongfasthet  $f_{ck} < 50\text{MPa}$   $\lambda := 0.80 \quad A_{s,b} := \lambda \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b_w \cdot d_l \cdot \alpha_b \quad A_{s,b} = 8515.1 \cdot \text{mm}^2$

Siden  $A_{s,b} \gg A_s$  kan vi si at veggskiven er sterkt underarmert. Dette er forutsetning for at plastisk ledd kan oppstå.

### Skjærarmering

For seismiske lastsituasjoner skilles mellom armering som opptar skjær og armering som opptar strekkraft pga. bøyemoment. Nødvendig trykk/strekkarmering plasseres i veggskivens kanter, og nødvendig skjærarmering plasseres i skivens steg (midtsone).

Skjærkapasitet uten beregningsmessig behov for skjærarmering:  $V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$

$\rho$ - og  $k$ -faktor beregnes etter NS-EN 1998-2/NA.6.2.2(1)  $k := \min \left( 1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d}}, 2 \right) \quad k = 2.000 \quad \rho_L := \min \left( \frac{A_{s2}}{l_w \cdot d}, 0.02 \right) = 0.002$

NS-EN 1998-2/NA.6.2.2(1)  $k_2 := 0.15 \quad k_1 := 0.15 \quad C_{Rd,c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.100$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \quad v_{min} = 0.602$$

Begrensning av trykkspenning:  $\sigma_{cp} := \min \left( \frac{N_{f2}}{b_w \cdot l_w}, 0.2f_{cd} \right) \quad \sigma_{cp} = 0.3 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$

$$V_{Rdc.V} := 0.10 \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_L \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot l_w \cdot d \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \quad V_{Rdc.V} = 179.8 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rd.cN} := k_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot l_w \cdot d \quad V_{Rd.cN} = 22.1 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rdcmin} := v_{min} \cdot l_w \cdot d \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \quad V_{Rdcmin} = 287.2 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rdc} := \max\left[ (V_{Rdc.V} + V_{Rd.cN}), (V_{Rdcmin}) \right] \quad V_{Rdc} = 287.2 \cdot \text{kN}$$

$$V_{s2} := \begin{cases} 0.0 \text{ kN} & \text{if } V_{f2} < (V_{Rdc}) \\ (V_{f2} - V_{Rdc}) & \text{otherwise} \end{cases} \quad V_{s2} = 0.0 \cdot \text{kN}$$

$$\mu_{skjær} := \text{if}(V_{Rdc} > V_{f2}, \text{"OK!"}, \text{"IKKE OK!"}) \quad \mu_{skjær} = \text{"OK!"}$$

Benytter allikevel 3+3=6Ø12 som skjærarmring (As=3x113=339, pr. side).

### A2.2 - 1.5.5 Horisontal snitt mellom vegg i andre og tredje etasje

Snitt ligger utenfor kritisk sone. Dimensjonerende skjærkraft og moment er beregnet i avsnitt A2.2-1.5.1, mens aksiallast omregnes (skaleres). Legg merke til at snitt ligger utenfor veggens kritiske omeråde, dvs. her velges andre overstyrkefaktorer (se under).

#### Strekk og trykkforbindelser

$$\text{Overstyrkefaktor:} \quad \gamma_{Rd.V} := 1.1 \quad \gamma_{Rd.M} := 1.1$$

$$\text{Dimensjonerende skjærkraft:} \quad V_{f3} := V_3 \cdot \gamma_{Rd.V} \quad V_{f3} = 88.9 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Dimensjonerende moment:} \quad M_{f3} := M_{3D} \cdot \gamma_{Rd.M} \quad M_{f3} = 811.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Dimensjonerende aksiallast (hentet fra ARS, omregnes):} \quad N_{f3} := N_{f1} \cdot \frac{1}{3} \quad N_{f3} = 92.6 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Beregning av strekkraft (bidrag fra moment og aksiallast):} \quad S_{f3} := \frac{M_{f3}}{z} - \frac{N_{f3} \cdot (0.5 \cdot l_w - c_2)}{z} \quad S_{f3} = 290.2 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Nødvendig armeringsmengde:} \quad A_{s3} := \frac{S_{f3}}{f_{yd}} \quad A_{s3} = 667.5 \cdot \text{mm}^2$$

Velger gjennomgående armering på veggens randsone med forankring på minst 50Ø. Velger 9Ø10 som plasseres i veggens randsone  $l_c$ .

$$\text{Innlagt armering:} \quad A_{10} = 78.5 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{s3} := A_{10} \cdot (9) \text{stk} \quad A_{s3} = 706.5 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Strekkarmeringens kapasitet:} \quad S_{d.3} := A_{s3} \cdot f_{yd} \quad S_{d.3} = 307.2 \cdot \text{kN} \cdot > S_{f3} \text{OK!}$$

Armeringens strekkraftkapasitet er relativt nær opptil beregnet strekkraft som er nødvendig for at skiven deformeres som forutsatt (kompetible deformasjoner).

Kontrollerer tøyningen i armeringen om den kan utvikle full fasthet.

Maksimal tøyning i betongtrykksonen, EC2, pkt.3.1.7(1). Tøyninger  $\epsilon$ , faktor  $n$  og  $\sigma_c/f_{cd}=0,75$  er gitt i EC2, tabell 3.1:

$$\epsilon_{c3} := 0.2\% \quad \epsilon_c := \epsilon_{c3} \cdot (1 - \sqrt{1 - 0.75}) = 1.000 \cdot \% \quad \sigma_{cmax} = f_{cd} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right]$$

$$\text{Tøyning i strekkarmering:} \quad \epsilon_s := \frac{\epsilon_c \cdot (l_w - c_1 - x)}{x} \quad \epsilon_s = 5.4 \cdot \%$$

Ståltøyningen er større enn  $\epsilon_{sy}=2,5\%$  og mindre enn bruddtøyningen  $\epsilon_{cu}=30\%$ , dvs. tøyningen genererer derfor full fasthet i strekkarmeringen.

### Kontroll av armeringsmengden i veggskivens kritisk sone

$$\text{Dubden fra veggens ytre fiber til strekkarmeringens senter:} \quad d_l := l_w - 500\text{mm} \quad d_l = 2.5 \text{ m}$$

$$\text{Skjøtearmering ca. 500mm fra veggens ytterkant:} \quad A_s := A_{s3} \quad A_s = 706.5 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{For balansert armert trykksone: (se kap.7.1.4.3)} \quad \alpha_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}} \quad \alpha_b := \frac{0.0035}{0.0035 + 0.0025} \quad \alpha_b = 0.5833$$

$$\text{Betongfasthet } f_{ck} < 50\text{MPa} \quad \lambda := 0.80 \quad A_{s,b} := \lambda \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b_w \cdot d_l \cdot \alpha_b \quad A_{s,b} = 8515.1 \cdot \text{mm}^2$$

Siden  $A_{s,b} \gg A_s$  kan vi si at veggskiven er sterkt underarmert. Dette er forutsetning for at plastisk ledd kan oppstå.

### Skjærarmering

Nedre grense for veggverrsnittets skjærkapasitet er større enn opptredende skjærkraft ved horisontal snitt i overgangen mellom vegg i andre og tredje etasje, dvs ytterligere kontroll av skjærkapasitet er ikke nødvendig.

$$\text{Nedre grense for skjærkapasitet NS-EN 1991/NA pkt.6.2.2.:} \quad V_{Rdcmin} := v_{min} \cdot l_w \cdot d \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \quad V_{Rdcmin} = 287.2 \cdot \text{kN}$$

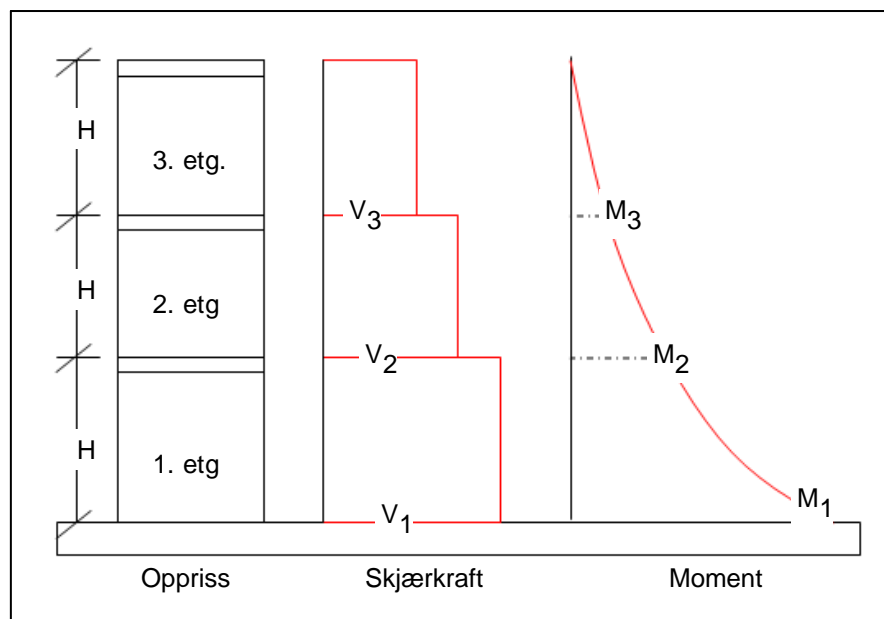
$$V_{f3} = 88.9 \cdot \text{kN} \quad V_{Rdcmin} \cdot > V_{f3} \quad \text{OK!}$$

Benytter allikevel 3+3=6Ø12 ( $A_s=3 \times 113=339$ , pr. side) som gjennomgående skjærarmering som for alle andre plan.

## A2.2-2 Dimensjonering av kritisk snitt for DCL - Betongkonstruksjoner

### A2.2 - 2.1 Dimensjonering av veggskive for DCL

Snittkrefter (skjærkraft og moment) beregnes på grunnlag av horisontale etasjelaster beregnet i vedlegg A2.1.



#### A2.2 - 2.1.1 Snittkrefter fra analyse

Snittkrefter beregnet på vedlegg A2.1

Horisontal last på skive ved nivå 3:

$$F_1 := 50.5 \text{ kN}$$

Horisontal last på skive ved nivå 2:

$$F_2 := 100.8 \text{ kN}$$

Horisontal last på skive ved nivå 1:

$$F_3 := 161.5 \text{ kN}$$

Figur A2.2-6 Omhyllingskurver for skjær og moment

Skjærkraft ved horisontal snitt 1-3. etg.:	$V_3 := F_3$	$V_3 = 161.5 \cdot \text{kN}$
	$V_2 := F_3 + F_2$	$V_2 = 262.3 \cdot \text{kN}$
	$V_1 := F_3 + F_2 + F_1$	$V_1 = 312.8 \cdot \text{kN}$

Moment ved horisontal snitt, 1. etg.:	$M_1 := F_1 \cdot h_{\text{etg}} + F_2 \cdot 2h_{\text{etg}} + F_3 \cdot 3h_{\text{etg}}$	$M_1 = 2209.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
---------------------------------------	---	---

Moment ved horisontal snitt, 2. etg.:	$M_2 := V_3 \cdot 2h_{\text{etg}} + V_2 \cdot 1h_{\text{etg}}$	$M_2 = 1755.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
---------------------------------------	--	---

Moment ved horisontal snitt 3. etg.:	$M_3 := V_3 \cdot h_{\text{etg}}$	$M_3 = 484.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
--------------------------------------	-----------------------------------	--

#### A2.2 - 2.1.2 Horisontal snitt mellom fundament og vegg - DCL

##### Strekk og trykkforbindelser

Dimensjonerende skjærkraft:	$V_{f1} := V_1$	$V_{f1} = 312.8 \cdot \text{kN}$
-----------------------------	-----------------	----------------------------------

Dimensjonerende moment:	$M_{f1} := M_1$	$M_{f1} = 2209.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$
-------------------------	-----------------	--

Dimensjonerende aksiallast (hentet fra ARS, middles):	$N_{f1} := \left( \frac{272 + 247}{2} \cdot 1.0 + \frac{64 + 58}{2} \cdot 0.3 \right) \text{ kN}$	$N_{f1} = 277.8 \cdot \text{kN}$
---	---	----------------------------------

Vi må først finne en tøyningstilstand som er i likevekt med ytre lastene. Det gjøres ved å anta strekkraft og trykkspenninger. Benytter iterasjon for å finne strekkraften pga. moment i skivens randsone.

Inndre strekkraft og trykkresultant: (initial strekkraft er antatt)	$S_{f1} := 847 \text{ kN}$	$N_{c1} := N_{f1} + S_{f1}$	$N_{c1} = 1124.8 \cdot \text{kN}$
---	----------------------------	-----------------------------	-----------------------------------

Antar betongspenning  $\sigma_c = 0,75f_{cd}$  som vist på Betongelementboken Bind B, kap.12.5.3 (metode for beregning av trykkspenning på veggskiver i stadium 2, oppriset tilstand).

$$\sigma_c := 0,75f_{cd} \qquad \sigma_c = 11,9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Uttrekningen av trykksone:  
(se Betongelementboken bind B, figur B12.73)

$$N_c = 0,667 \cdot \sigma_c \cdot b_w \cdot x$$

$$x := \frac{N_{c1}}{(0,584 \cdot \sigma_c \cdot b_w)} \qquad x = 809,3 \cdot \text{mm}$$

Beliggenheten av trykkresultanten:  $c_2 := 0,354 \cdot x$   $c_2 = 286,5 \cdot \text{mm}$  Antar en verdi for:  $c_1 := 500 \text{mm}$

Inndre momentarm (ganske nær  $0,8l_w$  vanligvis benyttes)  $z := l_w - c_1 - c_2$   $z = 2213,5 \cdot \text{mm}$

Beregning av strekkraft (bidrag fra moment og aksiallast):  $S_{f1} := \frac{M_{f1}}{z} - \frac{N_{f1} \cdot (0,5 \cdot l_w - c_2)}{z}$   $S_{f1} = 846,0 \cdot \text{kN}$

Med antatt strekkraft som er tilnærmet lik beregnet strekkraft er det likevekt i beregning, og den beregnete strekkraften er derfor korrekt.

Nødvendig armeringsmengde:  $A_s := \frac{S_{f1}}{f_{yd}}$   $A_s = 1945,8 \cdot \text{mm}^2$

Velger gjennomgående armering på veggens randsone med forankring på minst  $50\emptyset$ . Velger  $10\emptyset 16$  som plasseres i veggens randsone x.

Innlagt armering:  $A_{16} = 201,0 \cdot \text{mm}^2$   $A_{s1} := A_{16} \cdot 10 \text{stk}$   $A_{s1} = 2010,0 \cdot \text{mm}^2$

Strekkarmeringens kapasitet:  $S_{d1} := A_s \cdot f_{yd}$   $S_{d1} = 846,0 \cdot \text{kN} > S_f \text{ OK!}$

Maksimal tøyning i betongtrykksone, EC2, pkt.3.1.7(1). Tøyninger  $\epsilon$ , faktor n og  $\sigma_c/f_{cd} = 0,75$  er gitt i EC2, tabell 3.1:

$$\epsilon_{c2} := 0,2\%$$

$$\epsilon_c := \epsilon_{c2} \cdot (1 - \sqrt{1 - 0,75}) = 1,000 \cdot \%$$

$$\sigma_{c\max} = f_{cd} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right]$$

Tøyning i strekkarmering:  $\epsilon_s := \frac{\epsilon_c \cdot (l_w - c_1 - x)}{x}$   $\epsilon_s = 2,9 \cdot \%$

Ståltøyningen er større enn  $\epsilon_{sy} = 2,5\%$  og mindre enn bruddtøyningen  $\epsilon_{cu} = 30\%$ , dvs. tøyningen genererer derfor full fasthet i strekkarmering.

### Skjærarmering

For seismiske lastsituasjoner skilles mellom armering som opptar skjær og armering som opptar strekkraft pga. bøyemoment. For DCL-dimensjonering kan vanlige dimensjoneringsmetoder benyttes. Velger å plassere nødvendig trykk/strekkarmering i veggskivens kanter, og nødvendig skjærarmering i skivens steg (midtsone).

Skjærkapasitet uten beregningsmessig behov for skjærarmering:  $V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$



$\rho$ - og  $k$ -faktor beregnes etter NS-EN 1998-2/NA.6.2.2(1)

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d}}, 2\right) \quad k = 2.000$$

$$\rho_L := \min\left(\frac{A_{s1}}{l_w \cdot d}, 0.02\right) = 0.004$$

NS-EN 1998-2/NA.6.2.2(1)

$$k_2 := 0.15 \quad k_1 := 0.15$$

$$C_{Rd,c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.100$$

$$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}}$$

$$v_{\min} = 0.602$$

Begrensning av trykkspenning:

$$\sigma_{cp} := \min\left(\frac{N_{f1}}{b_w \cdot l_w}, 0.2f_{cd}\right)$$

$$\sigma_{cp} = 0.5 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Veggskivens skjærkapasitet:

$$V_{Rdc,V} := 0.10 \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_L \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot l_w \cdot d \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rdc,V} = 238.3 \cdot \text{kN}$$

Bidrag fra aksiallast:

$$V_{Rd,cN} := k_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot l_w \cdot d$$

$$V_{Rd,cN} = 33.1 \cdot \text{kN}$$

Nedre grense for skjærkraft NS-EN 1991/NA pkt.6.2.2.:

$$V_{Rdcmin} := v_{\min} \cdot l_w \cdot d \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$V_{Rdcmin} = 287.2 \cdot \text{kN}$$

$$V_{Rdc} := \max\left[\left(V_{Rdc,V} + V_{Rd,cN}\right), \left(V_{Rdcmin}\right)\right]$$

$$V_{Rdc} = 287.2 \cdot \text{kN}$$

Skjærkraft på armering:

$$V_{s1} := \begin{cases} 0.0\text{kN} & \text{if } V_{f1} < (V_{Rdc}) \\ (V_{f1} - V_{Rdc}) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$V_{s1} = 25.6 \cdot \text{kN}$$

$$\mu_{skjær} := \text{if}(V_{Rdc} > V_{f1}, \text{"OK!"}, \text{"IKKE OK!"})$$

$$\mu_{skjær} = \text{"IKKE OK!"}$$

Benytter alikevel 3+3=6Ø12 som skjærarmering ( $A_s=3 \times 113=339$ , pr. side).

Skjærarmeringens kapasitet:

$$V_{sV} := \frac{6A_{12} \cdot f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$V_{sV} = 170.2 \cdot \text{kN} > V_{s1} \text{ OK!}$$

## A2.2 - 2.1.2 Horisontal snitt mellom vegg i første og annen etasje

### Strek og trykksone - (Bøyemoment)

Dimensjonerende skjærkraft:

$$V_{f2} := V_2$$

$$V_{f2} = 262.3 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende moment:

$$M_{f2} := M_2$$

$$M_{f2} = 1755.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende aksiallast (hentet fra ARS):

$$N_{f2} := (276 + 135) \text{kN} \cdot \frac{2}{3}$$

$$N_{f2} = 274.0 \cdot \text{kN}$$

Antar indre arm:

$$z := 0.8l_w$$

Beregning av strekkraft (bidrag fra moment og aksiallast, snittkrefter omregnes):

$$S_{f2} := \frac{M_{f2}}{z} - \frac{N_{f2} \cdot (0.5 \cdot l_w - c_2) \cdot \left(\frac{2}{3}\right)}{z}$$

$$S_{f2} = 639.3 \cdot \text{kN}$$

Nødvendig armeringsmengde:  $A_{s2} := \frac{S_{f2}}{f_{yd}}$   $A_{s2} = 1470.3 \cdot \text{mm}^2$

Velger gjennomgående armering på veggens randsone med forankring på minst 50Ø. Velger 8Ø16 som plasseres i veggens randsone x.

Innlagt armering:  $A_{16} = 201.0 \cdot \text{mm}^2$   $A_{s2} := A_{16} \cdot 8\text{stk}$   $A_{s2} = 1608.0 \cdot \text{mm}^2$

Strekkarmeringens kapasitet:  $S_{d2} := A_s \cdot f_{yd}$   $S_{d2} = 846.0 \cdot k > S_f$  OK!

### Skjærarmering

Nødvendig skjærarmering plasseres i skivens steg (midtsone).

Skjærkapasitet uten beregningsmessig behov for skjærarmering:  $V_{Rd.c} = \left[ C_{Rd.c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$

ρ- og k-faktor beregnes etter NS-EN 1998-2/NA.6.2.2(1)  $k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200\text{mm}}{d}}, 2\right)$   $k = 2.000$   $\rho_L := \min\left(\frac{A_{s2}}{l_w \cdot d}, 0.02\right) = 0.003$

NS-EN 1998-2/NA.6.2.2(1)  $k_2 := 0.15$   $k_1 := 0.15$   $C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.100$

$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}}$   $v_{\min} = 0.602$

Begrensning av trykkspenning:  $\sigma_{cp} := \min\left(\frac{N_{f2}}{b_w \cdot l_w}, 0.2f_{cd}\right)$   $\sigma_{cp} = 0.5 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$

Veggskivens skjærkapasitet:  $V_{Rd.c.V} := 0.10 \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_L \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot l_w \cdot d \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$   $V_{Rd.c.V} = 221.2 \cdot \text{kN}$

Bidrag fra aksiallast:  $V_{Rd.c.N} := k_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot l_w \cdot d$   $V_{Rd.c.N} = 32.7 \cdot \text{kN}$

Nedre grense for skjærkapasitet NS-EN 1991/NA pkt.6.2.2.:  $V_{Rd.cmin} := v_{\min} \cdot l_w \cdot d \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$   $V_{Rd.cmin} = 287.2 \cdot \text{kN}$

$V_{Rd.c} := \max\left[(V_{Rd.c.V} + V_{Rd.c.N}), (V_{Rd.cmin})\right]$   $V_{Rd.c} = 287.2 \cdot \text{kN}$

Skjærkraft på armering:  $V_{s2} := \begin{cases} 0.0\text{kN} & \text{if } V_{f2} < (V_{Rd.c}) \\ (V_{f2} - V_{Rd.c}) & \text{otherwise} \end{cases}$   $V_{s2} = 0.0 \cdot \text{kN}$

$\mu_{\text{skjær}} := \text{if}(V_{Rd.c} > V_{f2}, \text{"OK!"}, \text{"IKKE OK!"})$   $\mu_{\text{skjær}} = \text{"OK!"}$

Benytter alikevel 3+3=6Ø12 som skjærarmering (As=3x113=339, pr. side).

## A2.2 - 2.1.3 Horisontal snitt mellom vegg i andre og tredje etasje

### Strekk og trykksone - (Bøyemoment)

Dimensjonerende skjærkraft:  $V_{f3} := V_3$   $V_{f3} = 161.5 \cdot \text{kN}$

Dimensjonerende moment:  $M_{f3} := M_3$   $M_{f3} = 484.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Dimensjonerende aksiallast  
(hentet fra ARS):  $N_{f3} := (276 + 135) \text{kN} \cdot \frac{1}{3}$   $N_{f3} = 137.0 \cdot \text{kN}$

Antar indre arm:  $z := 0.8l_w$

Beregning av strekkraft (bidrag fra moment og aksiallast, snittkrefter omregnes):  $S_{f3} := \frac{M_{f3}}{z} - \frac{N_{f3} \cdot (0.5 \cdot l_w - c_2) \cdot \left(\frac{1}{3}\right)}{z}$   $S_{f3} = 178.8 \cdot \text{kN}$

Nødvendig armeringsmengde:  $A_{s3} := \frac{S_{f3}}{f_{yd}}$   $A_{s3} = 411.2 \cdot \text{mm}^2$

Velger gjennomgående armering på veggens randsone med forankring på minst 50Ø. Velger 8Ø10 som plasseres i veggens randsone x.

Innlagt armering:  $A_{10} = 78.5 \cdot \text{mm}^2$   $A_{s2} := A_{10} \cdot 8 \text{stk}$   $A_{s2} = 628.0 \cdot \text{mm}^2$

Strekkarmeringens kapasitet:  $S_{d3} := A_s \cdot f_{yd}$   $S_{d3} = 846.0 \cdot \text{kN} . > S_{f3} \text{OK!}$

### Skjærarmering

Nedre grense for veggverrsnittets skjærkapasitet er større enn opptredende skjærkraft ved horisontal snitt i overgangen mellom vegg i andre og tredje etasje, dvs uterligere kontroll av skjærkapasitet er ikke nødvendig.

Nedre grense for skjærkraft  
NS-EN 1991/NA pkt.6.2.2.:  $V_{Rdcmin} := v_{min} \cdot l_w \cdot d \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$   $V_{Rdcmin} = 287.2 \cdot \text{kN}$

$V_{Rdcmin} . > V_{f3} \text{ OK!}$

Krav til minimumsarmering (i horisontal og vertikal retning) skal i hht. NS-EN 1992-1 opretholdes.

Minimums horisontalarmering  
på hver side NS-EN 1992-1-1,  
NA pkt.9.6.3.

$$A_{smin} := \max\left(0.3 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot 1000\text{mm} \cdot d, 0.002 \cdot 1000\text{mm} \cdot d\right) \quad A_{smin} = 318 \cdot \text{mm}^2$$

Vertikal armering i hht  
NS-EN 1992-1-1, NA pkt.9.6.2:

$$A_{smin\_v} := 0.002 \cdot 1000\text{mm} \cdot b_w \quad A_{smin\_v} = 400 \cdot \text{mm}^2$$

## Beregning av byggets egensvingningsperiode/lastvirkning etter alternative metoder - Betongkonstruksjoner

### B1-1 Hovedparametre i hht NS-EN 1998

Data og forutsetninger (Bolignytt i Bergen - Seismisk klasse I):

Byggestedets spissverdi for grunnens akselerasjon i berg antas å være NS Figur NA.3(901) returperiode 475år.

$$a_g := 0.8 \cdot 0.85m \cdot s^{-2}$$

Bygget er satt i seismisk klasse I \_ (NS-EN 1998-1 Tabell NA.4(901))

$$\gamma_1 := 1.00$$

Faktor avhengi av avstivningssystem - konsentriske stålrammer (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2):

$$C_t := 0.05$$

Konstruksjonsfaktor (NS-EN 1998-1 pkt.3.2.2.5):

$$q_{DCL} := 1.5$$

Grunnverdi for konstruksjonsfaktor (NS-EN 1998-1 pkt.5.2.2.2, ikke komplette veggssystemer):

$$q_0 := 3.0$$

Fremherskede sideforholdet for veggene i bæresystemet:

$$\alpha_0 := \frac{(4 \cdot 9m)}{(4 \cdot 3m)}$$

$$\alpha_0 = 3$$

Faktor  $k_w$  som gjennspiller den fremherskende bruddformen:

$$k_w := \min \left[ \frac{(1 + \alpha_0)}{3}, 1.0 \right]$$

$$k_w = 1$$

Konstruksjonsfaktor:

$$q_{DCM} := k_w \cdot q_0$$

$$q_{DCM} = 3$$

Verdier og parametere som beskriver responspektra som brukes i Norge (NS-EN 1998-1 pkt.NA.3.2.2.2)

$$S := 1.00$$

$$T_B(s) := 0.10$$

**Grunntype A** Tabell NA.3.1:

$$T_C(s) := 0.25$$

$$T_D(s) := 1.50$$

### B1-2 Byggets masse (se vedlegg A2.1)

Samlet masse per etasje/plan blir (midlere masse 1-3):

$$m_{pl_1} := [G_1 \cdot \gamma_g + (P_1) \cdot \gamma_p \cdot \psi_p] \cdot \frac{1}{g}$$

$$m_{pl_1} = 307344 \cdot \text{kg}$$

$$g = 9.807m \cdot s^{-2}$$

$$m_{pl_2} := [G_2 \cdot \gamma_g + (P_2) \cdot \gamma_p \cdot \psi_p] \cdot \frac{1}{g}$$

$$m_{pl_2} = 307344 \cdot \text{kg}$$

$$m_{pl_3} := (G_3 \cdot \gamma_g + P_3 \cdot \gamma_p \cdot \psi_p) \cdot \frac{1}{g}$$

$$m_{pl_3} = 328358 \text{ kg}$$

$$m_{tot} := m_{pl_1} + m_{pl_2} + m_{pl_3}$$

$$m_{tot} = 943046.2 \text{ kg}$$

### B1-3 Beregning av seismisk last - egensvingningsperiode - Alternativ 1

Beregner tilnærmet egenperiode (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2):

$$T_1 := \min \left[ C_t \cdot \left( \frac{H_{pl_3}}{1.0m} \right)^{0.75}, 4 \cdot T_C(s), 2.0 \right]$$

$$T_1 = 0.26$$

Korrelasjonsfaktoren  
(NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2):

$$\lambda := \begin{cases} 0.85 & \text{if } T_1 < 2 \cdot T_C(s) \\ 1.0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\lambda = 0.85$$

Horisontale dimensjonerende spektret (se vedlegg A2.1):

$$S_{d,DCL}(T_1) = 1.091 \cdot \frac{m}{s^2}$$

$$S_{d,DCM}(T_1) = 0.545 \cdot \frac{m}{s^2}$$

Seismiske skjærkraften ved terrengnivå for hver hovedretning bestemmes som følge (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2):

$$F_{b,DCL} := S_{d,DCL}(T_1) \cdot (m_{tot}) \cdot \lambda$$

$$F_{b,DCM} := S_{d,DCM}(T_1) \cdot (m_{tot}) \cdot \lambda$$

$$F_{b,DCL} = 874.17 \cdot \text{kN}$$

$$F_{b,DCM} = 437.09 \cdot \text{kN}$$

Effekt av utilsiktet torsjonsvirkninger (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2):

$$F_{bx,DCL} := F_{b,DCL} \cdot (1.0 + 0.1)$$

$$F_{bx,DCL} = 962 \cdot \text{kN}$$

$$F_{bx,DCM} := F_{b,DCM} \cdot (1.0 + 0.1)$$

$$F_{bx,DCM} = 481 \cdot \text{kN}$$

$$F_{by,DCL} := F_{b,DCL} \cdot (1.0 + 0.1)$$

$$F_{by,DCL} = 962 \cdot \text{kN}$$

$$F_{by,DCM} := F_{b,DCM} \cdot (1.0 + 0.1)$$

$$F_{by,DCM} = 481 \cdot \text{kN}$$

Horisontal seismisk lastvirkning som følge av kominasjon av horisontale komponentene, (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2):

$$E_{dx,DCL} := F_{bx,DCL} \cdot (1.0 + 0.3)$$

$$E_{dx,DCL} = 1250 \cdot \text{kN}$$

$$E_{bx,DCM} := F_{bx,DCM} \cdot (1.0 + 0.3)$$

$$E_{bx,DCM} = 481 \cdot \text{kN}$$

$$E_{dy,DCL} := F_{by,DCL} \cdot (1.0 + 0.3)$$

$$E_{dy,DCL} = 1250 \cdot \text{kN}$$

$$E_{dy,DCM} := F_{by,DCM} \cdot (1.0 + 0.3)$$

$$E_{dy,DCM} = 625 \cdot \text{kN}$$

#### B1-4 Vindlast + Skjevstillingslast (se vedlegg A2.1)

Sjevstillingslast omregnet  
til vindlast:

$$F_{skjevs} := \frac{0.5\%}{1.5} \cdot (G_{tot} \cdot 1.2 + P_{tot} \cdot 1.5)$$

$$F_{skjevs} = 44.2 \cdot \text{kN}$$

Vindlast mot langvegg:

$$F_{vind} := q_{DEI} \cdot (20m \cdot 9m)$$

$$F_{vind} = 144 \cdot \text{kN}$$

Vind + Skjevstilling  
bruddgrense - mot langvegg:

$$F_{tot\_vl} := (F_{vind} + F_{skjevs}) \cdot 1.5$$

$$F_{tot\_vl} = 282.4 \cdot \text{kN}$$

### B1-5 Beregning av byggets egenperiode etter Rayleigh-metode - Alternativ 2

Beregner horisontale laster kun for en ortogonal retning. Disse lastene brukes som input på ARS-analyse for å beregne første sett med krefter/forskyvninger. Første sett med forskyvninger brukes til å beregnet byggets egenperiode basert på Rayleigh-metode. Denne metoden gir noe nøyaktigere egenperiode, dvs. metoden tar hensyn til byggets virkelige stivhet. Første sett av horisontale eismiske laster beregnes etter forenklete metoden:

Skjærkraft ved fundamentnivå:  
(beregnet på vedlegg A2.1)

$$F_b := F_{b,DCL} = 874.2 \cdot \text{kN}$$

$$q := q_{DCL}$$

Fordeling av horisontale laster  
(NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.3)  
lig. 4.10/1:

$$F_1 := F_{b,DCL} \cdot \frac{z_1 \cdot m_1}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

$$F_1 = 140.88 \cdot \text{kN}$$

$$F_2 := F_{b,DCL} \cdot \frac{z_2 \cdot m_2}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

$$F_2 = 281.76 \cdot \text{kN}$$

$$F_3 := F_{b,DCL} \cdot \frac{z_3 \cdot m_3}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

$$F_3 = 451.54 \cdot \text{kN}$$

Byggets bredde i betraktet retning:

$$B_x := 18\text{m}$$

Linjelast per etasje som brukes  
som input på ARS::

$$q_{s1} := \frac{F_1}{B_x}$$

$$q_{s2} := \frac{F_2}{B_x}$$

$$q_{s3} := \frac{F_3}{B_x}$$

$$q_{s1} = 7.83 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{s2} = 15.65 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{s3} = 25.09 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Beregnet periode

$$T_1 = 0.26$$

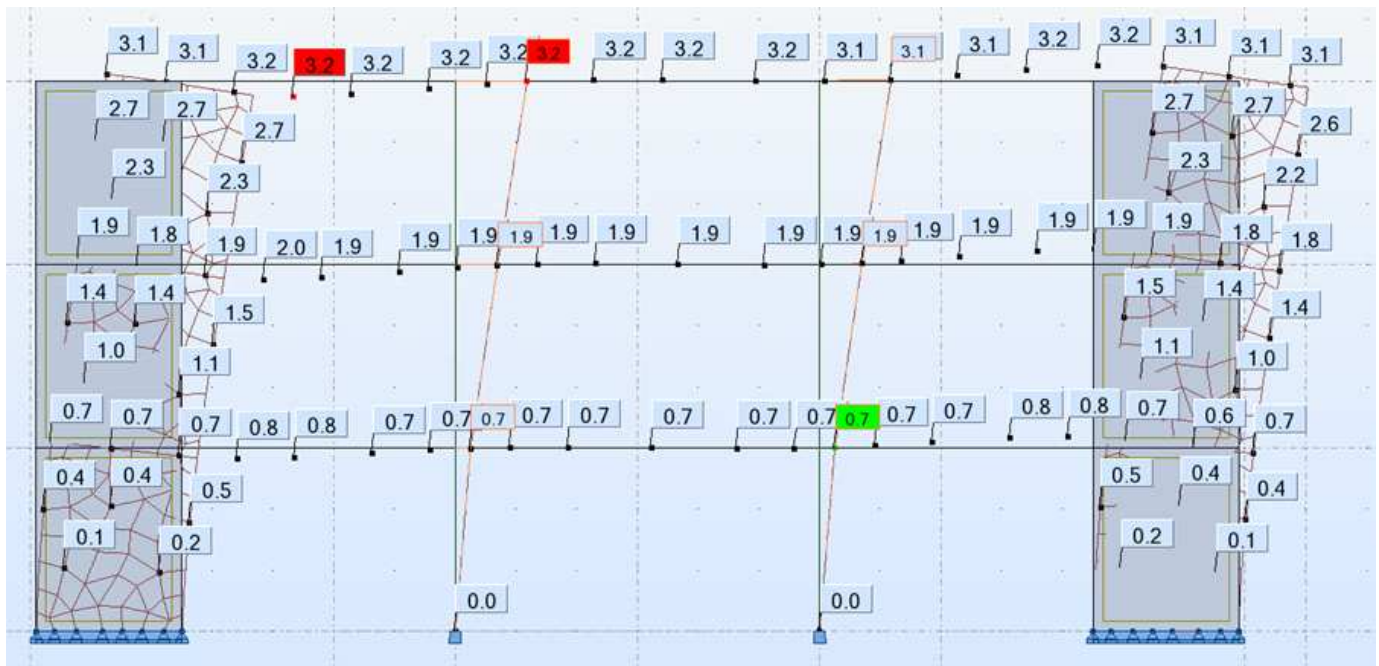
Rayleigh-metode ved iterasjon:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum m_i \cdot u_i^2}{\sum F_i \cdot u_i}}$$

Itererer inntil differansen mellom  $F_i - F_j < 2\%$ , dvs. feilmarginen blir mindre enn 2%!

#### B1-5.1 Rayleigh-metode - første iterasjon:

Bruker laster per etasje beregnet etter NS-EN 1998-1, lig. 4.10/11 til å beregne første sett med forskyvninger vha. beregningsprogrammet ARS.



Figur B1-1 Første sett med forskyvning for beregning av egenperiode (ARS-analyseprogram)

Inniterende krefter for beregning av første sett med forskyvninger, ARS-innput data:

$$F_1 = 140.9 \cdot \text{kN}$$

$$F_2 = 281.8 \cdot \text{kN}$$

$$F_3 = 451.5 \cdot \text{kN}$$

Beregnet forskyvninger på ARS: (se figur over)

$$u_1 := 0.7 \text{ mm}$$

$$u_2 := 1.9 \text{ mm}$$

$$u_3 := 3.1 \text{ mm}$$

Egensvingningsperiode etter første iterasjon:

$$T_{11} := \frac{2\pi}{s} \sqrt{\frac{(m_1 \cdot u_1^2 + m_2 \cdot u_2^2 + m_3 \cdot u_3^2)}{(F_1 \cdot u_1 + F_2 \cdot u_2 + F_3 \cdot u_3)}}$$

$$T_{11} = 0.293$$

$$\lambda := \begin{cases} 0.85 & \text{if } T_1 < 2 \cdot T_C(s) \\ 1.0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\lambda = 0.85 \quad \beta := 0.2$$

$$a_g \cdot \beta = 0.136 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$$

$$S_d(T_{11}) := \begin{cases} a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T_{11}}{T_B(s)} \cdot \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{if } 0 < T_{11} < T_B(s) \\ \left[ a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \left( \frac{2.5}{q} \right) \right] & \text{if } T_B(s) \leq T_{11} \leq T_C(s) \\ \left[ a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C(s)}{T_{11}} \right) \right] & \text{if } T_C(s) \leq T_{11} \leq T_D(s) \\ \left[ a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C(s) \cdot T_D(s)}{T_{11}^2} \right) \right] & \text{if } T_D(s) \leq T_{11} \end{cases}$$

$$S_d(T_{11}) = 0.968 \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$F_{b1} := S_d(T_{11}) \cdot (m_{pl_1} + m_{pl_2} + m_{pl_3}) \cdot \lambda$$

$$F_{b1} = 775.74 \cdot \text{kN}$$

Fordeling av horisontale laster (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.3), fig. 4.10:

$$F_{11} := F_{b1} \cdot \frac{z_1 \cdot m_1}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

$$F_{11} = 125.02 \cdot \text{kN}$$

$$F_{21} := F_{b1} \cdot \frac{z_2 \cdot m_2}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

$$F_{21} = 250.03 \cdot \text{kN}$$

$$F_{31} := F_{b1} \cdot \frac{z_3 \cdot m_3}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

$$F_{31} = 400.69 \cdot \text{kN}$$

Krav til kraftdiferanse:

$$\text{krav}_{Fi} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } (F_b - F_{b1}) < 0.02 \cdot F_b \\ \text{"IKKE OK!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{krav}_{Fi} = \text{"IKKE OK!"}$$

Forskyvning for første iterasjon (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.3) fig. 4.10/11:

$$F_j = F_b \cdot \frac{u_j \cdot m_j}{\sum_{i=1}^n (u_j \cdot m_j)} \quad \rightarrow$$

$$u_i = \frac{F_j}{F_b} \cdot \frac{\sum_{i=1}^n (u_j \cdot m_j)}{m_i}$$

$$u_{11} := \frac{F_{11} \cdot (u_1 \cdot m_1 + u_2 \cdot m_2 + u_3 \cdot m_3)}{F_{b1} \cdot m_1}$$

$$u_{21} := \frac{F_{21} \cdot (u_1 \cdot m_1 + u_2 \cdot m_2 + u_3 \cdot m_3)}{F_{b1} \cdot m_2}$$

$$u_{31} := \frac{F_{31} \cdot (u_1 \cdot m_1 + u_2 \cdot m_2 + u_3 \cdot m_3)}{F_{b1} \cdot m_3}$$

$$u_{11} = 0.95 \cdot \text{mm}$$

$$u_{21} = 1.91 \cdot \text{mm}$$

$$u_{31} = 2.86 \cdot \text{mm}$$



### B1-5.2 Rayleigh-metode - andre iterasjon:

Egensvingningsperiode etter første iterasjon:

$$T_2 := \frac{2\pi}{s} \sqrt{\frac{(m_1 \cdot u_1^2 + m_2 \cdot u_2^2 + m_3 \cdot u_3^2)}{(F_1 \cdot u_1 + F_2 \cdot u_2 + F_3 \cdot u_3)}} \quad T_2 = 0.293$$

$$\lambda := \begin{cases} 0.85 & \text{if } T_1 < 2 \cdot T_C(s) \\ 1.0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\lambda = 0.85 \quad \beta := 0.2$$

$$a_g \cdot \beta = 0.136 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$$

$$S_d(T_2) := \begin{cases} a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T_2}{T_B(s)} \cdot \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{if } 0 < T_2 < T_B(s) \\ \left[ a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \left( \frac{2.5}{q} \right) \right] & \text{if } T_B(s) \leq T_2 \leq T_C(s) \\ \left[ a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C(s)}{T_2} \right) \right] & \text{if } T_C(s) \leq T_2 \leq T_D(s) \\ \left[ a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C(s) \cdot T_D(s)}{T_2^2} \right) \right] & \text{if } T_D(s) \leq T_2 \end{cases}$$

$$S_d(T_2) = 0.968 \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$F_{b2} := S_d(T_2) \cdot (m_{pl,1} + m_{pl,2} + m_{pl,3}) \cdot \lambda \quad F_{b2} = 775.74 \cdot \text{kN}$$

Fordeling av horisontale laster (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.3), fig. 4.10:

$$F_{12} := F_{b2} \cdot \frac{z_1 \cdot m_1}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3} \quad F_{11} = 125.02 \cdot \text{kN}$$

$$F_{22} := F_{b2} \cdot \frac{z_2 \cdot m_2}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3} \quad F_{21} = 250.03 \cdot \text{kN}$$

$$F_{32} := F_{b2} \cdot \frac{z_3 \cdot m_3}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3} \quad F_{31} = 400.69 \cdot \text{kN}$$

Krav til kraftdiferanse:

$$\text{krav}_{Fi} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } (F_{b2} - F_{b1}) < 0.02 \cdot F_b \\ \text{"IKKE OK!"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{krav}_{Fi} = \text{"OK!"}$$

$$u_{12} := \frac{F_{11} \cdot (u_1 \cdot m_1 + u_2 \cdot m_2 + u_3 \cdot m_3)}{F_{b2} \cdot m_1}$$

$$u_{22} := \frac{F_{21} \cdot (u_1 \cdot m_1 + u_2 \cdot m_2 + u_3 \cdot m_3)}{F_{b2} \cdot m_2}$$

$$u_{32} := \frac{F_{31} \cdot (u_1 \cdot m_1 + u_2 \cdot m_2 + u_3 \cdot m_3)}{F_{b2} \cdot m_3}$$

$$u_{12} = 0.95 \cdot \text{mm}$$

$$u_{22} = 1.91 \cdot \text{mm}$$

$$u_{32} = 2.86 \cdot \text{mm}$$

Forskyvningen kan beregnes ved å omskrive Rayleigh-metoden: (Villaverde 2009, kap.12.2.7)

$$\omega^2 = \frac{\sum_{j=1}^N (F_{sj} \cdot u_j)}{\sum_{j=1}^N (m_j \cdot u_j^2)}$$

$$u_{\max} := \frac{S_d(T_2)}{\frac{F_{12} \cdot u_1 + F_{22} \cdot u_2 + F_{32} \cdot u_3}{u_{11}^2 \cdot m_1 + u_{21}^2 \cdot m_2 + u_{31}^2 \cdot m_3}} = 2.187 \cdot \text{mm}$$

### B1-6 Beregning av egenperiode ved å løse egenverdiproblem - Alternativ 3

Armeringskvalitet

B500C

$$f_{sk} := 500 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{sk} := 200000 \cdot \text{MPa}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$f_{sd} = 434.783 \cdot \text{MPa}$$

Betongkvalitet

Kval := B30

$$\gamma_b := 25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$f_{cn} = 23.8 \cdot \text{MPa}$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c}$$

$$f_{cd} = 15.867 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{tk} = 2.65 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{tn} = 1.80 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c}$$

$$f_{td} = 1.2 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{cck} = 30 \cdot \text{MPa}$$

$$E_{ck} := 9500 \cdot \text{MPa}^{0.7} \cdot f_{cck}^{0.3}$$

$$E_{ck} = 26355 \cdot \text{MPa}$$

Geometro og forutsetning

$$l_w := 3000\text{mm}$$

$$b_w := 200\text{mm}$$

$$h_w := 9000\text{mm}$$

Skivens annen arealmoment:

$$I := \frac{b_w \cdot l_w^3}{12}$$

$$I = 4.5 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

$$EI := E_{ck} \cdot I$$

Skivens tverrsnittsareal:

$$A := b_w \cdot l_w$$

$$A = 6 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$EA := E_{ck} \cdot A$$

Veggskivens bøyestivhet:  
(se kap.6.6)

$$K_b = k_b \cdot \frac{EI}{h^3} \quad k_b := 12$$

Veggskivens skjærstivhet:  
(se kap.6.6)

$$K_s = k_s \cdot \frac{A \cdot E}{h} \quad k_s := \frac{1}{3}$$

Byggets stivhet (se kap.6,  
og vedlegg A2.1):

$$K_b := k_b \cdot \frac{EI}{h_w^3}$$

$$K_b = 1.952 \times 10^8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$K_s := k_s \cdot \frac{EA}{h_w}$$

$$K_s = 5.857 \times 10^8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$\frac{1}{K_i} = \frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_s}$$

$$K_i := \frac{1}{\frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_s}}$$

$$K_i = 1.464 \times 10^8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

Samme stivhet i alle plan:  
(4.skiver i hver retning)

$$k_1 := 4 \cdot K_i$$

$$k_2 := 4 \cdot K_i$$

$$k_3 := 4 \cdot K_i$$

Stivhetsmatrisen for bygget  
blir (omgjør til dimensjonsløs):

$$K := \begin{pmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{m}}{\text{N}} = \begin{pmatrix} 1.171 \times 10^9 & -5.857 \times 10^8 & 0 \\ -5.857 \times 10^8 & 1.171 \times 10^9 & -5.857 \times 10^8 \\ 0 & -5.857 \times 10^8 & 5.857 \times 10^8 \end{pmatrix}$$

Masser og massematrisse  
(omgjør til dimensjonsløs):

$$\text{ton} := 1000\text{kg}$$

$$n_e := 3$$

$$i := 1..n_e$$

$$M := \begin{pmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{pmatrix} \cdot \frac{1}{\text{kg}} = \begin{pmatrix} 3.073 \times 10^5 & 0 & 0 \\ 0 & 3.073 \times 10^5 & 0 \\ 0 & 0 & 3.284 \times 10^5 \end{pmatrix}$$

Løsning av egenverdi problem:  $\lambda := \text{genvals}(K, M)$

$$\lambda = \begin{pmatrix} 6.146 \times 10^3 \\ 2.896 \times 10^3 \\ 363.856 \end{pmatrix}$$

Byggets frekvens blir:

$$\omega := \sqrt{\lambda} \cdot \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

$$\omega = \begin{pmatrix} 78.394 \\ 53.817 \\ 19.075 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

Egenperiodene for tre første modene blir:

$$T_s := \frac{2\pi}{\omega}$$

$$T_s = \begin{pmatrix} 0.080 \\ 0.117 \\ 0.329 \end{pmatrix} \text{ s}$$

Mode formene kan finnes vha. "genvecs" funksjonen:

$$\Phi := \text{genvecs}(K, M)$$

$$\Phi = \begin{pmatrix} 0.82 & -1.00 & -0.44 \\ -1.00 & -0.48 & -0.80 \\ 0.41 & 0.77 & -1.00 \end{pmatrix}$$

Omskriver matrisen  $\Phi$ , slik at forskyvning ved grunnivå vises lik null. Det samme gjør med høyde Z:

$$\Psi := \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.82 & -1.00 & -0.44 \\ 0 & -1.00 & -0.48 & -0.80 \\ 0 & 0.41 & 0.77 & -1.00 \end{pmatrix}$$

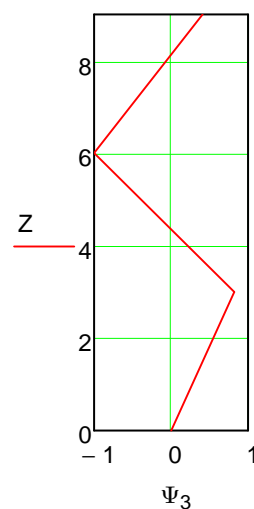
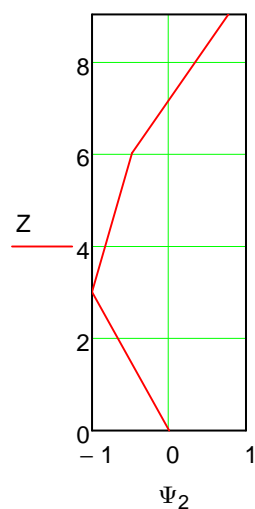
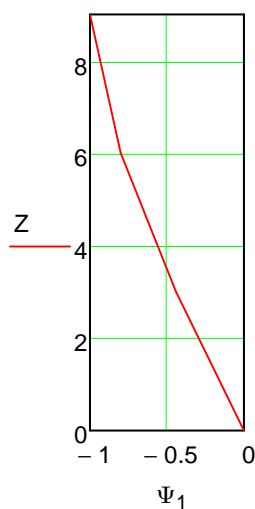
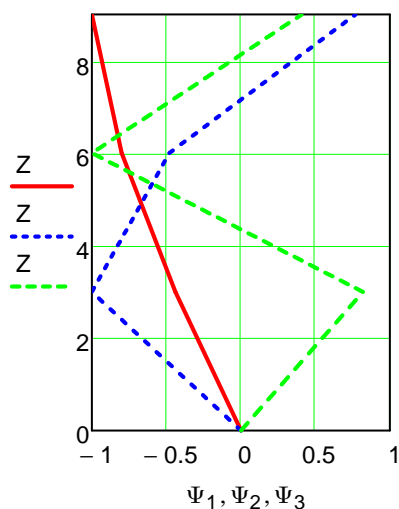
$$Z := (0 \ 3 \ 6 \ 9)^T$$

Plott av tre første svingeformene for betraktet retning.

$$\Psi_1 := \Psi^{(3)} = \begin{pmatrix} 0 \\ -0.44 \\ -0.8 \\ -1 \end{pmatrix}$$

$$\Psi_2 := \Psi^{(2)} = \begin{pmatrix} 0 \\ -1 \\ -0.48 \\ 0.77 \end{pmatrix}$$

$$\Psi_3 := \Psi^{(1)} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0.82 \\ -1 \\ 0.41 \end{pmatrix}$$



Seismisk lastvirkning kan videre beregnes etter fremgangsmåten vist i kap.6 (Modal analyse). Fremgangen for beregning av seismisk kraft er noe forenklet i videre beregningene. Forenklingene og antagelsene har ikke noen betydning for den endelig resultatet. Beregningene utføres på bakgrunn i teorien som er presentert i Villaverde 2009 og Chopra 2001.

Først skriver mode formene:  $\Phi_1 := \Phi^{(0)}$        $\Phi_2 := \Phi^{(1)}$        $\Phi_3 := \Phi^{(2)}$

Modale masser  $M_1 := \Phi_1^T \cdot M \cdot \Phi_1$        $M_2 := \Phi_2^T \cdot M \cdot \Phi_2$        $M_3 := \Phi_3^T \cdot M \cdot \Phi_3$

Enhetsvektor:  $J_1 := (1 \ 1 \ 1)^T$

Innfører vektet masse (se Chopra 2001, kap. 13.2). Vektet masse er å samle de forskjellige massene for de forskjellige modene og legge de sammen, dvs. massene til node 1 i mode 1 til 3 legges sammen til en vektor.

Vektet masse:  $L_1 := \Phi_1^T \cdot M \cdot J_1$        $L_2 := \Phi_2^T \cdot M \cdot J_1$        $L_3 := \Phi_3^T \cdot M \cdot J_1$

$L_1 = 7.778 \times 10^4$        $L_2 = -2.022 \times 10^5$        $L_3 = -7.082 \times 10^5$

#### Effektive masser

Faktor som representerer den fundamentale variabelen for systemer med flere frihetsgrader. I Villaverde 2009, kap. 10.2.3 utledes etter samme prinsipper som her bortsett fra at koeffisienten (L) sløyfes, dvs. vektete massen skrives direkte som;  $\Gamma$  = modal masse/vektet masse. Det har ikke noen å si for endelig resultatet.

$$\Gamma_1 := \frac{L_1}{M_1} \qquad \Gamma_2 := \frac{L_2}{M_2} \qquad \Gamma_3 := \frac{L_3}{M_3}$$

$$\Gamma_1 = 0.137 \qquad \Gamma_2 = -0.353 \qquad \Gamma_3 = -1.216$$

Skriver  $M_m$ ,  $L$  og  $\Gamma$  i matrisform.

$$M_m := \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{pmatrix} \qquad L_f := \begin{pmatrix} L_1 \\ L_2 \\ L_3 \end{pmatrix} \qquad \Gamma_{\text{eff}} := \begin{pmatrix} \Gamma_1 \\ \Gamma_2 \\ \Gamma_3 \end{pmatrix}$$

Kontroll :  $\mu_{\text{kontroll.1}} := \Gamma_1 \cdot M \cdot \Phi_1 + \Gamma_2 \cdot M \cdot \Phi_2 + \Gamma_3 \cdot M \cdot \Phi_3$        $\mu_{\text{kontroll.1}} = \begin{pmatrix} 3.073 \times 10^5 \\ 3.073 \times 10^5 \\ 3.284 \times 10^5 \end{pmatrix}$

$\mu_{\text{kontroll.1}} = \mu_{\text{kontroll.2}}$        $\mu_{\text{kontroll.2}} := M \cdot J_1$        $\mu_{\text{kontroll.2}} = \begin{pmatrix} 3.073 \times 10^5 \\ 3.073 \times 10^5 \\ 3.284 \times 10^5 \end{pmatrix}$

dvs OK!

Total masse:  $M_t := M \cdot J_1 \cdot J_1$        $M_t = 9.43 \times 10^5$

Andel modal masse (i %) av den totale virkelige massen. Standarden krever at den modale massen skal være større en 90%.

$$p_1 := \frac{\Gamma_1 \cdot M \cdot \Phi_1}{M_t} \quad p_1 = \begin{pmatrix} 0.036 \\ -0.045 \\ 0.020 \end{pmatrix} \quad p_2 := \frac{\Gamma_2 \cdot M \cdot \Phi_2}{M_t} \quad p_2 = \begin{pmatrix} 0.115 \\ 0.055 \\ -0.095 \end{pmatrix} \quad p_3 := \frac{\Gamma_3 \cdot M \cdot \Phi_3}{M_t} \quad p_3 = \begin{pmatrix} 0.174 \\ 0.315 \\ 0.423 \end{pmatrix}$$

$$n_e = 3$$

$$i := 1..n_e \quad P := p_1 + p_2 + p_3 \quad P = \begin{pmatrix} 0.3259 \\ 0.3259 \\ 0.3482 \end{pmatrix} \quad \sum P = 100.000 \cdot \%$$

Dimensjonerende elastisk spekter for periode 0s til 2s:

T := 0s, 0.1s.. 2s

$$S_d(T, q) := \begin{cases} \left[ a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \right] & \text{if } 0 \leq T \leq T_B \\ \left( a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \right) & \text{if } T_B \leq T \leq T_C \\ \max \left[ a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right), \beta \cdot a_g \right] & \text{if } T_C \leq T \leq T_D \\ \max \left[ a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right), \beta \cdot a_g \right] & \text{if } T_D \leq T \end{cases}$$

Verdier og parametere som beskriver responspektra som brukes i Norge (NS-EN 1998-1 pkt.NA.3.2.2)

**Grunntype A** Tabell NA.3.1:

$T_B = 0.1s$

$T_C = 0.25s$

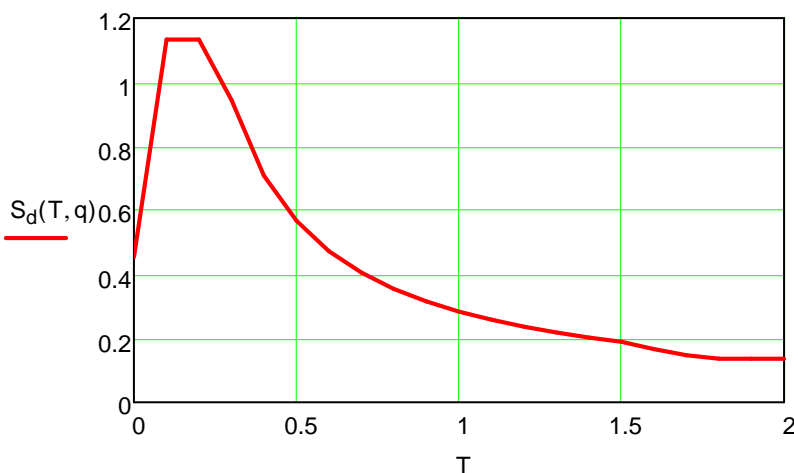
$T_D = 1.5s$

Konstruksjonsfaktor:

$q = q_{DCL} = 1,5$

$\beta = 0.2$

Demping:  $\xi := (5 \ 5 \ 5)^T \%$



Dimensjonerende seismisk akselerasjon

$$S_d(T, q) := \begin{pmatrix} 0.997 \\ 1.133 \\ 0.861 \end{pmatrix} \frac{m}{s^2} \quad S_A := S_d(T, q) \quad T_s := T_s = \begin{pmatrix} 0.080 \\ 0.117 \\ 0.329 \end{pmatrix} s$$

Forskyvningen i knutepunkter for v- forskjellige svingemoder:

$$u := \begin{cases} \text{for } i \in 0.. \text{rows}(M) - 1 \\ \text{for } j \in 0.. \text{cols}(M) - 1 \\ u_{r+i, c+j} \leftarrow \Phi_{i,j} \cdot \left[ \frac{L_{f_j}}{M_{m_j}} \cdot \frac{S_{A_j}}{[\omega_j]^2} \right] \end{cases} \quad u = \begin{pmatrix} 0.018 & 0.138 & 1.266 \\ -0.022 & 0.066 & 2.290 \\ 0.009 & -0.106 & 2.877 \end{pmatrix} \cdot m$$

Vi kan bruke kombinasjonen SRSS (square rot of the sum of the square) iht. NS-EN pkt. 4.3.3.3.2(1) (se kap. 6.3.1 i hoved dokumentet)

$$U_{\max} := \begin{array}{l} \text{for } i \in 0.. \text{rows}(M) - 1 \\ \quad U \leftarrow 0 \text{mm} \\ \quad \text{for } j \in 1.. \text{cols}(M) - 1 \\ \quad \quad U \leftarrow U + (u_{i,j})^2 \\ \quad U_{\max_i} \leftarrow \sqrt{U} \\ U_{\max} \end{array}$$

$$U_{\max} = \begin{pmatrix} 1.273 \\ 2.291 \\ 2.879 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$$

Maks forskyvning i byggets øverste plan:

$$U_{\text{top}} := \max(U_{\max}) = 2.88 \text{mm}$$

Beregner lastvektorene: (masse M i kg)

$$s_1 := \Gamma_1 \cdot M \cdot \Phi_1 \cdot S_{A_0}$$

$$s_2 := \Gamma_2 \cdot M \cdot \Phi_2 \cdot S_{A_1}$$

$$s_3 := \Gamma_3 \cdot M \cdot \Phi_3 \cdot S_{A_2}$$

$$s_1 = \begin{pmatrix} 34.31 \\ -42.04 \\ 18.36 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

$$s_2 = \begin{pmatrix} 122.97 \\ 59.03 \\ -101.1 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

$$s_3 = \begin{pmatrix} 141.5 \\ 256.1 \\ 343.7 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

Alternativt kan lastvektorene (last i hver mode) beregnes ut i fra maksimal forskyvning (Villaverde, pkt.10.6):

vi får samme resultat, OK!

$$(F_{s1} \ F_{s2} \ F_{s3}) := (K \cdot u^{(0)} \ K \cdot u^{(1)} \ K \cdot u^{(2)}) = \begin{bmatrix} \begin{pmatrix} 34.3 \\ -42 \\ 18.4 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 123 \\ 59 \\ -101.1 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 141.5 \\ 256.1 \\ 343.7 \end{pmatrix} \end{bmatrix} \cdot \text{kN}$$

Skriver maksimale laterale kreftene i matriseform:

$$F_{\text{eff}} := \begin{pmatrix} 34.312 & 122.967 & 141.546 \\ -42.036 & 59.033 & 256.065 \\ 18.363 & -101.097 & 343.684 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

De største kreftene som virker i hver etasje.

Vi kan bruke kombinasjonen SRSS (square rot of the sum of the square) iht. NS-EN pkt. 4.3.3.3.2(1) (se kap. 6.3.1 i hoved dokumentet)

$$F_{\max} := \begin{array}{l} \text{for } i \in 0.. \text{rows}(M) - 1 \\ \quad F \leftarrow 0 \text{N} \\ \quad \text{for } j \in 0.. \text{cols}(M) - 1 \\ \quad \quad F \leftarrow F + (F_{\text{eff}_{i,j}})^2 \\ \quad F_{\max_i} \leftarrow \sqrt{F} \\ F_{\max} \end{array}$$

$$F_{\max} = \begin{pmatrix} 190.613 \\ 266.123 \\ 358.715 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

På basis av beregnet maksimal modal lateral kraft og ved å anta av bygningen kan betraktes som en vertikal søyle (bjelke), kan maksimal verdi av skjærkraft på bygninger beregnes som følger (**velger å vise mellomregning her!!!**):

Maks modal skjærkraft per etasje:

$$V_1 := \begin{pmatrix} F_{s1_0} + F_{s1_1} + F_{s1_2} \\ F_{s1_1} + F_{s1_2} \\ F_{s1_2} \end{pmatrix} \quad V_2 := \begin{pmatrix} F_{s2_0} + F_{s2_1} + F_{s2_2} \\ F_{s2_1} + F_{s2_2} \\ F_{s2_2} \end{pmatrix} \quad V_3 := \begin{pmatrix} F_{s3_0} + F_{s3_1} + F_{s3_2} \\ F_{s3_1} + F_{s3_2} \\ F_{s3_2} \end{pmatrix}$$

$$V_1 = \begin{pmatrix} 10.639 \\ -23.673 \\ 18.363 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad V_2 = \begin{pmatrix} 80.903 \\ -42.064 \\ -101.097 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad V_3 = \begin{pmatrix} 741.295 \\ 599.749 \\ 343.684 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

Bruker SRSSS reglen og finne de maksimale verdiene for skjærkraft (se Villaverde 2009, kap.10.3.2.2)

$$V_{\max,t} := \begin{pmatrix} \sqrt{(V_{1,0})^2 + (V_{2,0})^2 + (V_{3,0})^2} \\ \sqrt{(V_{1,1})^2 + (V_{2,1})^2 + (V_{3,1})^2} \\ \sqrt{(V_{1,2})^2 + (V_{2,2})^2 + (V_{3,2})^2} \end{pmatrix} \quad V_{\max,t} = \begin{pmatrix} 745.77 \\ 601.69 \\ 358.72 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

Skjærkraft ved byggets grunnivå:  $V_{0t} := \max(V_{\max,t})$

$$V_{0t} = 745.772 \text{ kN}$$

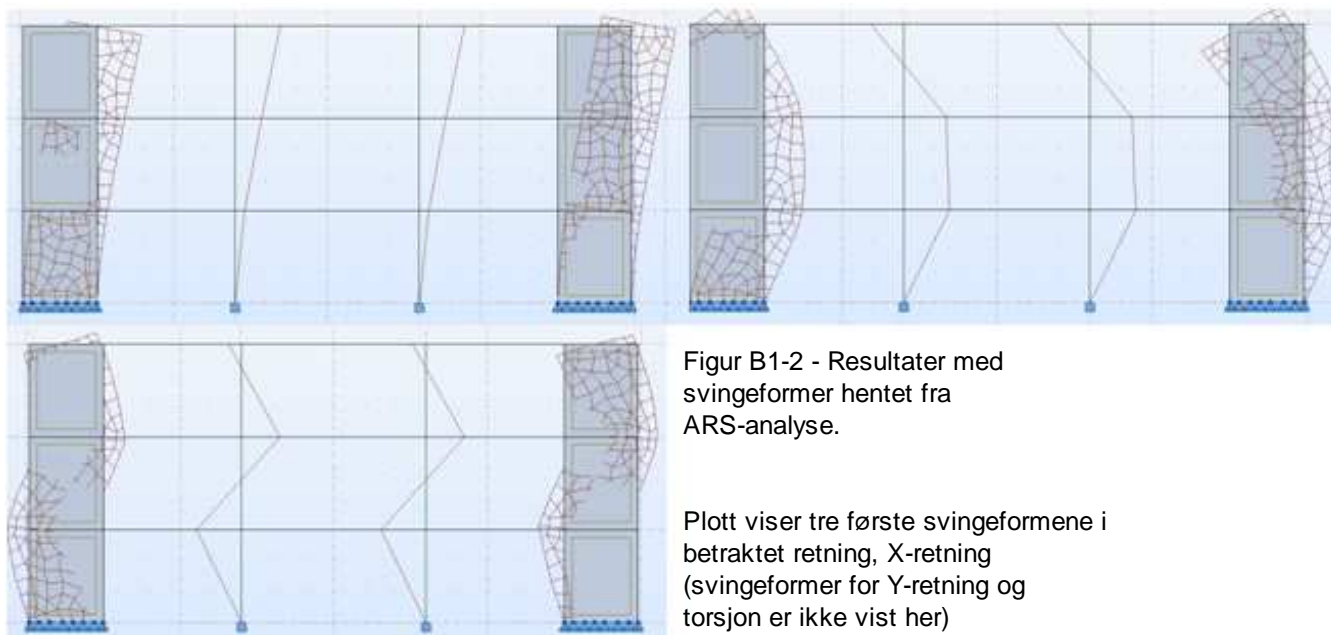
Skriver maksimale laterale kreftene i matriseform og kombinerer uten å vise mellomregning:

$$V_{\text{eff}} := \begin{pmatrix} 10.639 & 80.903 & 741.295 \\ -23.673 & -42.064 & 599.749 \\ 18.363 & -101.097 & 343.684 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \quad V_{\max} := \begin{array}{l} \text{for } i \in 0.. \text{rows}(M) - 1 \\ \quad V \leftarrow 0N \\ \quad \text{for } j \in 0.. \text{cols}(M) - 1 \\ \quad \quad V \leftarrow V + (V_{\text{eff},i,j})^2 \\ \quad V_{\max,i} \leftarrow \sqrt{V} \\ V_{\max} \end{array} \quad V_{\max} = \begin{pmatrix} 745.77 \\ 601.69 \\ 358.72 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

Sjekker resultatene for skjærkraft ved byggets grunnivå:  $V_0 := \max(V_{\max})$   
 $V_{0t} = V_0$ , dvs. OK!

$$V_0 = 745.773 \text{ kN}$$

### B1-7 Beregning av egenperiode vha dataprogramm (ARS) - Alternativ 4



Byggets periode beregnet på ARS.

I ARS benyttes rommelig modell og derfor nummereres svingformene som vist på tabell under, dvs. mode 1 - tilsvarer første svingform i X-retning, mode 2 - tilsvarer første svingform i Y-retning, mode 3 - tilsvarer første svingform for torsjon, mode 4 - tilsvarer andre svingform i X-retning osv. Tre første svingformer for X-retning vist på ARS-plott over, er merket med grå farge på tabell under (Mode nr. 1, 4 og 7).

Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Rel.mas.UZ (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Cur.mas.UZ (%)	Total mass (kg)
1	3,45	0,29	77,18	0	0	77,18	0	0	926958,62
2	3,49	0,29	77,18	77,1	0	0	77,1	0	926958,62
3	6,81	0,15	77,18	77,1	0	0	0	0	926958,62
4	12,99	0,09	96,31	77,1	0	19,13	0	0	926958,62
5	13,08	0,08	96,31	96,25	0	0	19,15	0	926958,62
6	19,08	0,08	96,31	96,25	0	0	0	0	926958,62
7	21,15	0,06	99,83	96,25	0	3,52	0	0	926958,62
8	21,63	0,05	99,83	99,84	0	0	3,58	0	926958,62
9	22,72	0,04	99,83	99,84	0	0	0	0	926958,62
10	33,12	0,03	99,83	99,84	0	0	0	0	926958,62

Seismiske skjærkraften ved terrengnivå for betraktet retning (X-retning)

Node/Case/Mode	FX (kN)	FY (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
Case: 22 - Seismic EC 8 Direction_X Direction_X					
Mode CQC					
Sum of val.	745,3	197,6	0	0	0,42
Sum of reac.	730,2	0,2	1,67	5141,54	6742,08
Sum of forc.	730,2	0,2	1,67	5141,57	6742,09
Check val.	1460,3	0,5	3,33	10283,11	13484,17
Precision	5,62E-03	1,42E-03			



**B1-8 Oversikt over egensvingningsperiode beregnet etter forskjellige metoder vist over**

Beregner tilnærmet egenperiode  
(NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2):

$$T_{\text{Alternativ.1}} := T_1$$

$$T_{\text{Alternativ.1}} = 0.26 \text{ s}$$

Beregning av byggets egenperiode  
etter Rayleigh-metode:

$$T_{\text{Alternativ.2}} := T_2$$

$$T_{\text{Alternativ.2}} = 0.293 \text{ s}$$

Beregning av byggets egenperiode  
ved å løse egenverdiproblem:

$$T_{\text{Alternativ.3}} := T_{s_{2,0}}$$

$$T_{\text{Alternativ.3}} = 0.329 \text{ s}$$

Beregning av byggets egenperiode  
vha. beregningsprogramet ARS:

$$T_{\text{Alternativ.4}} := T_{\text{ARS}}$$

$$T_{\text{Alternativ.4}} = 0.29 \text{ s}$$

## Beregning av byggets egensvingningsperiode/lastvirkning etter alternative metoder - Stålkonstruksjoner

### B2-1 Hovedparametre i hht NS-EN 1998

Data og forutsetninger (Bolignygg i Bergen - Seismisk klasse I):

Byggestedets spissverdi for grunnens akselerasjon i berg antas å være NS Figur NA.3(901) returperiode 475år.

$$a_g := 0.8 \cdot 0.85 \text{m} \cdot \text{s}^{-2}$$

Bygget er satt i seismisk klasse I \_ (NS-EN 1998-1 Tabell NA.4(901))

$$\gamma_1 := 1.00$$

Faktor avhengi av avstivningssystem - konsentriske stålrammer (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2):

$$C_t := 0.05$$

Konstruksjonsfaktor (NS-EN 1998-1 pkt.3.2.2.5/6.3.2):

$$q_{DCL} := 1.5$$

$$q_{DCM} := 4.0$$

Verdier og parametre som beskriver responspektra som brukes i Norge (NS-EN 1998-1 pkt.NA.3.2.2.2) **Grunntype A** Tabell NA.3.1:

$$S := 1.00$$

$$T_B(\text{s}) := 0.10$$

$$T_C(\text{s}) := 0.25$$

$$T_D(\text{s}) := 1.50$$

Byggets lengde, bredde og høyde

$$B_x := 18\text{m}$$

$$B_y := 20\text{m}$$

$$H := 9.0\text{m}$$

Etasjehøyde 1, 2 og 3:

$$H_{pl\_1} := 3.0\text{m}$$

$$H_{pl\_2} := 6.0\text{m}$$

$$H_{pl\_3} := 9.0\text{m}$$

### B2-2 Byggets masse (se vedlegg A1.1)

Samlet masse per etasje/plan blir (midlere masse 1-3):

$$m_{pl\_1} := \left[ G_1 \cdot \gamma_g + (P_1) \cdot \gamma_p \cdot \psi_p \right] \cdot \frac{1}{g}$$

$$m_{pl\_1} = 307344 \text{ kg}$$

$$g = 9.807 \text{ m s}^{-2}$$

$$m_{pl\_2} := \left[ G_2 \cdot \gamma_g + (P_2) \cdot \gamma_p \cdot \psi_p \right] \cdot \frac{1}{g}$$

$$m_{pl\_2} = 307344 \text{ kg}$$

$$m_{pl\_3} := (G_3 \cdot \gamma_g + P_3 \cdot \gamma_p \cdot \psi_p) \cdot \frac{1}{g}$$

$$m_{pl\_3} = 328358 \text{ kg}$$

$$m_{tot} := m_{pl\_1} + m_{pl\_2} + m_{pl\_3}$$

$$m_{tot} = 943046.2 \text{ kg}$$

### B2-3 Beregning av seismisk last - egensvingningsperiode - Alternativ 1

Beregner tilnærmet egenperiode (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2):

$$T_1 := \min \left[ C_t \cdot \left( \frac{H_{pl\_3}}{1.0\text{m}} \right)^{0.75}, 4 \cdot T_C(\text{s}), 2.0 \right]$$

$$T_1 = 0.26$$

Korrelasjonsfaktoren (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2):

$$\lambda := \begin{cases} 0.85 & \text{if } T_1 < 2 \cdot T_C(\text{s}) \\ 1.0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\lambda = 0.85$$

Horisontale dimensjonerende spektret (se vedlegg A2.1):

$$S_{d,DCL}(T_1) = 1.091 \frac{m}{s^2}$$

$$S_{d,DCM}(T_1) = 0.409 \frac{m}{s^2}$$

Seismiske skjærkraften ved terrengnivå for hver hovedretning bestemmes som følge (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2):

$$F_{b,DCL} := S_{d,DCL}(T_1) \cdot (m_{pl\_1} + m_{pl\_2} + m_{pl\_3}) \cdot \lambda$$

$$F_{b,DCM} := S_{d,DCM}(T_1) \cdot (m_{pl\_1} + m_{pl\_2} + m_{pl\_3}) \cdot \lambda$$

$$F_{b,DCL} = 874.17 \text{ kN}$$

$$F_{b,DCM} = 327.82 \text{ kN}$$

Effekt av utilsiktet torsjonsvirkninger (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2):

$$F_{bx,DCL} := F_{b,DCL} \cdot (1.0 + 0.1) \quad F_{bx,DCL} = 962 \text{ kN}$$

$$F_{bx,DCM} := F_{b,DCM} \cdot (1.0 + 0.1) \quad F_{bx,DCM} = 361 \text{ kN}$$

$$F_{by,DCL} := F_{b,DCL} \cdot (1.0 + 0.1) \quad F_{by,DCL} = 962 \text{ kN}$$

$$F_{by,DCM} := F_{b,DCM} \cdot (1.0 + 0.1) \quad F_{by,DCM} = 361 \text{ kN}$$

Horisontal seismisk lastvirkning som følge av kominasjon av horisontale komponentene, (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2):

$$E_{dx,DCL} := F_{bx,DCL} \cdot (1.0 + 0.3) \quad E_{dx,DCL} = 1250 \text{ kN}$$

$$E_{bx,DCM} := F_{bx,DCM} \cdot (1.0 + 0.3) \quad E_{bx,DCM} = 361 \text{ kN}$$

$$E_{dy,DCL} := F_{by,DCL} \cdot (1.0 + 0.3) \quad E_{dy,DCL} = 1250 \text{ kN}$$

$$E_{dy,DCM} := F_{by,DCM} \cdot (1.0 + 0.3) \quad E_{dy,DCM} = 469 \text{ kN}$$

## B2-4 Vindlast + Skjevstillingslast (se vedlegg A2.1)

Sjevstillingslast omregnet til vindlast:

$$F_{skjevs} := \frac{0.5\%}{1.5} \cdot (G_{tot} \cdot 1.2 + P_{tot} \cdot 1.5)$$

$$F_{skjevs} = 44.2 \text{ kN}$$

Vindlast mot langvegg:

$$F_{vind} := q_{DEI} \cdot (20\text{m} \cdot 9\text{m})$$

$$F_{vind} = 144 \text{ kN}$$

Vind + Skjevstilling  
bruddgrense - mot langvegg:

$$F_{tot\_vl} := (F_{vind} + F_{skjevs}) \cdot 1.5$$

$$F_{tot\_vl} = 282.4 \text{ kN}$$

### B2-5 Beregning av byggets egenperiode etter Rayleigh-metode - Alternativ 2

Beregner horisontale laster kun for en ortogonal retning. Disse lastene brukes som input på ARS-analyse for å beregne første sett med krefter/forskyvninger. Første sett med forskyvninger brukes til å beregne byggets egenperiode basert på Rayleigh-metode. Denne metoden gir noe nøyaktigere egenperiode, dvs. metoden tar hensyn til byggets virkelige stivhet. Første sett av horisontale eismiske laster beregnes etter forenklede metoden:

Skjærkraft ved fundamentnivå:  
(beregnet på vedlegg A2.1)

$$F_b := F_{b.DCL}$$

$$q := q_{DCL}$$

Fordeling av horisontale laster  
(NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.3)  
lig. 4.10/1:

$$F_1 := F_{b.DCL} \cdot \frac{z_1 \cdot m_1}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

$$F_1 = 140.88 \text{ kN}$$

$$F_2 := F_{b.DCL} \cdot \frac{z_2 \cdot m_2}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

$$F_2 = 281.76 \text{ kN}$$

$$F_3 := F_{b.DCL} \cdot \frac{z_3 \cdot m_3}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

$$F_3 = 451.54 \text{ kN}$$

Byggets bredde i betraktet retning:

$$B_x := 18 \text{ m}$$

Linjelast per etasje som brukes  
som input på ARS::

$$q_{s1} := \frac{F_1}{B_x}$$

$$q_{s2} := \frac{F_2}{B_x}$$

$$q_{s3} := \frac{F_3}{B_x}$$

$$q_{s1} = 7.83 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{s2} = 15.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{s3} = 25.09 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Beregnet periode

$$T_1 = 0.26$$

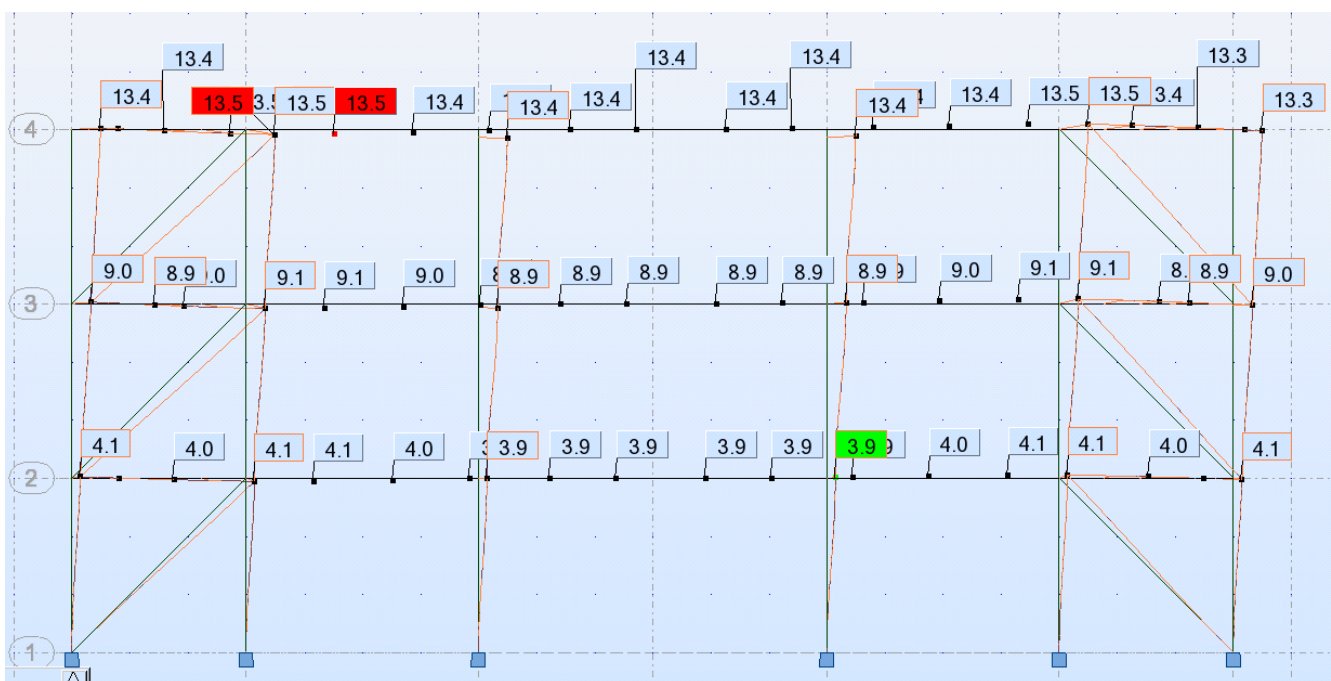
Rayleigh-metode ved iterasjon:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum m_i \cdot u_i^2}{\sum F_i \cdot u_i}}$$

Itererer inntil differansen mellom  $F_i - F_j < 2\%$ , dvs. feilmarginen blir mindre enn 2%!

#### B2-5.1 Rayleigh-metode - første iterasjon:

Bruker laster per etasje beregnet etter NS-EN 1998-1, lig. 4.10/11 til å beregne første sett med forskyvninger vha. beregningsprogrammet ARS.



Figur B2-1 Første sett med forskyvning for beregning av egenperiode (hentet fra ARS-analyseprogram)

Inniterende krefter for beregning av første sett med forskyvninger, ARS-innput data:

$$F_1 = 140.9 \text{ kN}$$

$$F_2 = 281.8 \text{ kN}$$

$$F_3 = 451.5 \text{ kN}$$

Beregnet forskyvninger på ARS:

$$u_1 := 4.1 \text{ mm}$$

$$u_2 := 9.0 \text{ mm}$$

$$u_3 := 13.3 \text{ mm}$$

(se figur B2-1)

Egensvingningsperiode etter første iterasjon:

$$T_{11} := \frac{2\pi}{s} \sqrt{\frac{(m_1 \cdot u_1^2 + m_2 \cdot u_2^2 + m_3 \cdot u_3^2)}{(F_1 \cdot u_1 + F_2 \cdot u_2 + F_3 \cdot u_3)}}$$

$$T_{11} = 0.618$$

$$\lambda := \begin{cases} 0.85 & \text{if } T_1 < 2 \cdot T_C(s) \\ 1.0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\lambda = 0.85 \quad \beta := 0.2$$

$$a_g \cdot \beta = 0.136 \text{ ms}^{-2}$$

$$S_d(T_{11}) := \begin{cases} a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T_{11}}{T_B(s)} \cdot \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{if } 0 < T_{11} < T_B(s) \\ \left[ a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \left( \frac{2.5}{q} \right) \right] & \text{if } T_B(s) \leq T_{11} \leq T_C(s) \\ \left[ a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C(s)}{T_{11}} \right) \right] & \text{if } T_C(s) \leq T_{11} \leq T_D(s) \\ \left[ a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C(s) \cdot T_D(s)}{T_{11}^2} \right) \right] & \text{if } T_D(s) \leq T_{11} \end{cases}$$

$$S_d(T_{11}) = 0.459 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$F_{b1} := S_d(T_{11}) \cdot (m_{pl\_1} + m_{pl\_2} + m_{pl\_3}) \cdot \lambda$$

$$F_{b1} = 367.66 \text{ kN}$$

Fordeling av horisontale laster (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.3), fig. 4.10:

$$F_{11} := F_{b1} \cdot \frac{z_1 \cdot m_1}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

$$F_{11} = 59.25 \text{ kN}$$

$$F_{21} := F_{b1} \cdot \frac{z_2 \cdot m_2}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

$$F_{21} = 118.5 \text{ kN}$$

$$F_{31} := F_{b1} \cdot \frac{z_3 \cdot m_3}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3}$$

$$F_{31} = 189.9 \text{ kN}$$

Krav til kraftdiferanse:

$$\text{krav}_{Fi} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } (F_b - F_{b1}) < 0.02 \cdot F_b \\ \text{"IKKE OK!"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{krav}_{Fi} = \text{"IKKE OK!"}$$

Forskyvning for første iterasjon (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.3) fig. 4.10/11:

$$F_j = F_b \cdot \frac{u_i \cdot m_i}{\sum_{i=1}^n (u_j \cdot m_j)} \rightarrow u_i = \frac{F_j}{F_b} \cdot \frac{\sum_{i=1}^n (u_j \cdot m_j)}{m_i}$$

$$u_{11} := \frac{F_{11} \cdot (u_1 \cdot m_1 + u_2 \cdot m_2 + u_3 \cdot m_3)}{F_{b1} \cdot m_1}$$

$$u_{21} := \frac{F_{21} \cdot (u_1 \cdot m_1 + u_2 \cdot m_2 + u_3 \cdot m_3)}{F_{b1} \cdot m_2}$$

$$u_{31} := \frac{F_{31} \cdot (u_1 \cdot m_1 + u_2 \cdot m_2 + u_3 \cdot m_3)}{F_{b1} \cdot m_3}$$

$$u_{11} = 4.4 \text{ mm}$$

$$u_{21} = 8.8 \text{ mm}$$

$$u_{31} = 13.2 \text{ mm}$$

### B2-5.2 Rayleigh-metode - andre iterasjon:

Egensvingningsperiode etter første iterasjon:

$$T_2 := \frac{2\pi}{s} \sqrt{\frac{(m_1 \cdot u_1^2 + m_2 \cdot u_2^2 + m_3 \cdot u_3^2)}{(F_1 \cdot u_1 + F_2 \cdot u_2 + F_3 \cdot u_3)}} \quad T_2 = 0.618$$

$$\lambda := \begin{cases} 0.85 & \text{if } T_1 < 2 \cdot T_C(s) \\ 1.0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\lambda = 0.85 \quad \beta := 0.2$$

$$a_g \cdot \beta = 0.136 \text{ ms}^{-2}$$

$$S_d(T_2) := \begin{cases} a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T_2}{T_B(s)} \cdot \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{if } 0 < T_2 < T_B(s) \\ a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \left( \frac{2.5}{q} \right) & \text{if } T_B(s) \leq T_2 \leq T_C(s) \\ a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C(s)}{T_2} \right) & \text{if } T_C(s) \leq T_2 \leq T_D(s) \\ a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C(s) \cdot T_D(s)}{T_2^2} \right) & \text{if } T_D(s) \leq T_2 \end{cases}$$

$$S_d(T_2) = 0.459 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

$$F_{b2} := S_d(T_2) \cdot (m_{pl\_1} + m_{pl\_2} + m_{pl\_3}) \cdot \lambda \quad F_{b2} = 367.66 \text{ kN}$$

Fordeling av horisontale laster (NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.3), fig. 4.10:

$$F_{12} := F_{b2} \cdot \frac{z_1 \cdot m_1}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3} \quad F_{11} = 59.25 \text{ kN}$$

$$F_{22} := F_{b2} \cdot \frac{z_2 \cdot m_2}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3} \quad F_{21} = 118.5 \text{ kN}$$

$$F_{32} := F_{b2} \cdot \frac{z_3 \cdot m_3}{z_1 \cdot m_1 + z_2 \cdot m_2 + z_3 \cdot m_3} \quad F_{31} = 189.9 \text{ kN}$$

Krav til kraftdiferanse:

$$\text{krav}_{Fi} := \begin{cases} \text{"OK!"} & \text{if } (F_{b2} - F_{b1}) < 0.02 \cdot F_b \\ \text{"IKKE OK!"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{krav}_{Fi} = \text{"OK!"}$$

Forskyvningen kan beregnes ved å omskrive Rayleigh-metoden: (Villaverde 2009, kap.12.2.7)

$$\omega^2 = \frac{\sum_{j=1}^N (F_{sj} \cdot u_j)}{\sum_{j=1}^N (m_j \cdot u_j^2)} \quad u_{\max} := \frac{S_d(T_2)}{\frac{F_{12}u_1 + F_{22}u_2 + F_{32}u_3}{u_{11}^2 \cdot m_1 + u_{21}^2 \cdot m_2 + u_{31}^2 \cdot m_3}}$$

## B2-6 Beregning av egenperiode ved generalisert SDOF-system - Alternativ 3

Ved hjelp av denne metoden kan systemer med flere frihetsgrader beskrives som generalisert SDOF-system. Metoden er grundig beskrevet i Chopra 2001, kap.8.

Generaliserte egenskaper:  
(se Chopra 2001, kap.8.4.3, figur E8.6)

$$m_m = \sum_{j=1}^n (m_j \cdot \psi_j^2) = m \cdot \frac{1^2 + 2^2 + 3^2}{3^2} = \frac{14}{9}m$$

$$k_m = \sum_{j=1}^n [k_j \cdot (\psi_j - \psi_{j-1})^2] = k \cdot \frac{1^2 + 1^2 + 1^2}{3^2} = k \cdot \frac{3}{9} = k \cdot \frac{1}{3}$$

$$L_m = \sum_{j=1}^n (m_j \cdot \psi_j) = m \cdot \frac{1 + 2 + 3}{3} = \frac{6}{3} = 2m$$

Koeffisienten  $\Gamma$  blir:  
Chopra 2001, lig.8.3.14

$$\Gamma_m = \frac{L_m}{m_m} = \frac{2m}{\left(\frac{14m}{9}\right)} = \frac{18m}{14m} = \frac{9m}{7m} = \frac{9}{7}$$

Bevegelsesligning blir:  
Chopra 2001, lig.8.3.13b

$$\frac{d^2}{dt^2}z + \omega_n^2 \cdot z = -\Gamma_m \cdot \frac{d^2}{dt^2}u \quad z \text{ - er maksimal forskyvning i øverste etasje.}$$

Beregner byggets stivhet  
(ut i fra settet med forskyvningene  
beregnet i B1-2.2)

$$k_{\text{sek}} := \frac{F_{12} \cdot u_{11} + F_{22} \cdot u_{21} + F_{32} \cdot u_{31}}{u_{11}^2 \cdot m_1 + u_{21}^2 \cdot m_2 + u_{31}^2 \cdot m_3} \cdot m_{\text{tot}}$$

Naturlig frekvens:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k_m}{m_m}} = \sqrt{\frac{\frac{k}{3}}{\frac{14}{9}m}} = \sqrt{\frac{9}{42} \cdot \frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{9}{42}} \cdot \sqrt{\frac{k_{\text{sek}}}{m}} \quad \omega_n = 11.593 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

Byggets naturlige periode blir:

$$T_n := \frac{2\pi}{\omega_n} \quad T_n = 0.542 \text{ s}$$

Horisontale dimensjonerende  
spektret:

$$S_a(T_n) := \begin{cases} a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T_n}{T_B(s)} \cdot \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{if } 0 < T_n < T_B(s) \\ \left[ a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \left( \frac{2.5}{q} \right) \right] & \text{if } T_B(s) \leq T_n \leq T_C(s) \\ \left[ a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C(s)}{T_n} \right) \right] & \text{if } T_C(s) \leq T_n \leq T_D(s) \\ \left[ a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C(s) \cdot T_D(s)}{T_n^2} \right) \right] & \text{if } T_D(s) \leq T_n \end{cases}$$

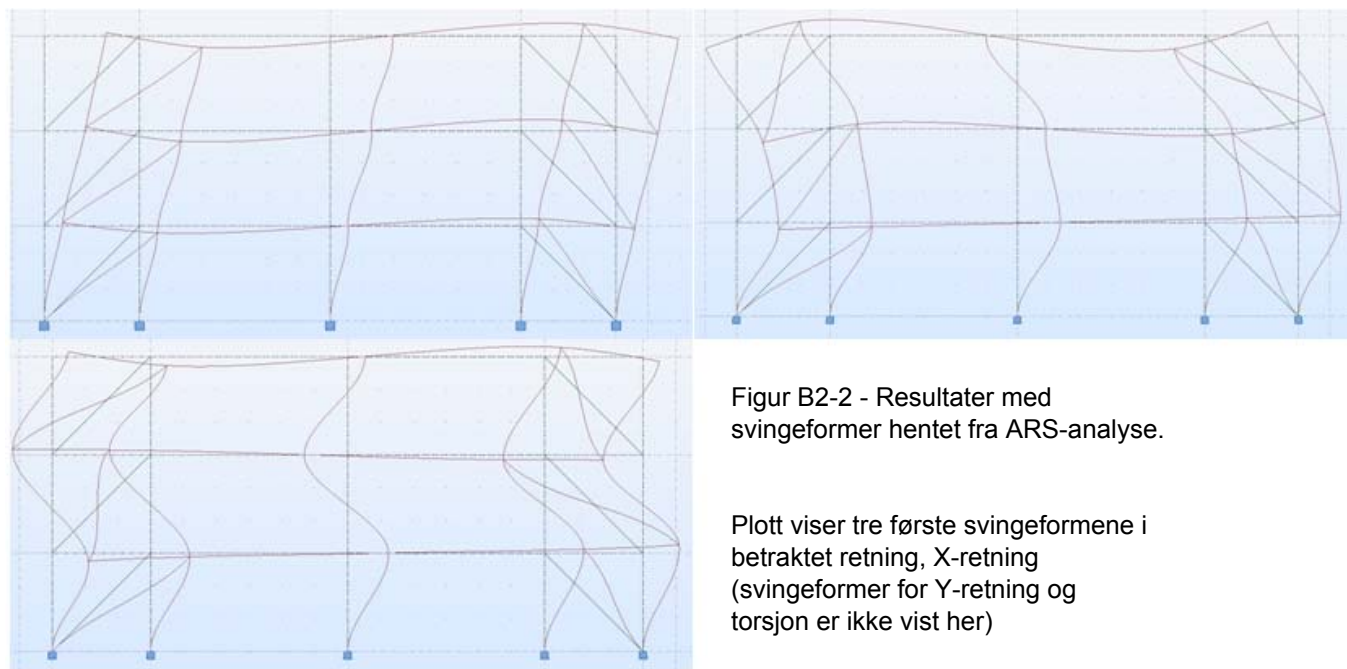
Seismiske skjærkraften ved  
terrengnivå :

$$F_{\text{alt.3}} := S_a(T_n) \cdot (m_{\text{pl}_1} + m_{\text{pl}_2} + m_{\text{pl}_3}) \cdot \lambda \quad F_{\text{alt.3}} = 419.06 \text{ kN}$$

Maks forskyvning:

$$u_{\text{alt.3}} := \Gamma_m \cdot \frac{S_a(T_n)}{\omega_n^2} \quad u_{\text{alt.3}} = 5.001 \text{ mm}$$

### B2-7 Beregning av egenperiode vha dataprogramm (ARS) - Alternativ 4



Figur B2-2 - Resultater med svingeformer hentet fra ARS-analyse.

Plott viser tre første svingeformene i betraktet retning, X-retning (svingeformer for Y-retning og torsjon er ikke vist her)

Byggets periode beregnet på ARS.

I ARS benyttes rommelig modell og derfor nummereres svingeformene som vist på tabell under, dvs. mode 1 - tilsvarer første svingeform i X-retning, mode 2 - tilsvarer første svingeform i Y-retning, mode 3 - tilsvarer første svingeform for torsjon, mode 4 - tilsvarer andre svingeform i X-retning osv. Tre første svingeformer for X-retning vist på ARS-plott over, er merket med grå farge på tabell under (Mode nr. 1, 4 og 7).

Mode nr.	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas. UX (%)	Rel.mas. UY (%)	Rel.mas. UZ (%)	Cur.mas. UX (%)	Cur.mas. UY (%)	Cur.mas. UZ (%)	Total mass (kg)
1	1,63	0,61	83,37	0	0	83,37	0	0	927013,81
2	1,65	0,61	83,37	83,58	0	0	83,58	0	927013,81
3	2,81	0,36	83,37	83,59	0	0	0,01	0	927013,81
4	5,22	0,19	98,18	83,59	0	14,82	0	0	927013,81
5	5,23	0,19	98,18	98,19	0	0	14,6	0	927013,81
6	8,33	0,12	98,18	99,99	0	0	0	0	927013,81
7	8,35	0,12	100	99,99	0	1,81	0	0	927013,81
8	9,26	0,11	100	100	0	0	1,8	0	927013,81
9	14,38	0,07	100	100	0	0	0	0	927013,81
10	36,65	0,03	100	100	0	0	0	0	927013,81

Seismiske skjærkraften ved terrengnivå for betraktet retning (X-retning)

Node/Case/Mode	FX (kN)	FY (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
Case: 22 - Seismic EC 8 Direction_X Direction_X					
Mode CQC					
Sum of val.	395,4	22,5	1452,6	1,08	25,76
Sum of reac.	395,4	0	1,67	0,27	2570,3
Sum of forc.	395,4	0	1,67	0,27	2570,3
Check val.	790,7	0,1	3,33	0,55	5140,5
Precision	4,45E-03	1,21E-03			



**B2-8 Oversikt over egensvingningsperiode beregnet etter forskjellige metoder vist over**

Beregner tilnærmet egenperiode  
(NS-EN 1998-1 pkt.4.3.3.2.2):

$$T_{\text{Alternativ.1}} := T_1$$

$$T_{\text{Alternativ.1}} = 0.26 \text{ s}$$

Beregning av byggets egenperiode  
etter Rayleigh-metode:

$$T_{\text{Alternativ.2}} := T_2$$

$$T_{\text{Alternativ.2}} = 0.618 \text{ s}$$

Beregning av byggets egenperiode etter  
generalisert SDOF-system metoden:

$$T_{\text{Alternativ.3}} := T_n$$

$$T_{\text{Alternativ.3}} = 0.542 \text{ s}$$

Beregning av byggets egenperiode  
vha. beregningsprogramet ARS:

$$T_{\text{Alternativ.4}} := T_{\text{ARS}}$$

$$T_{\text{Alternativ.4}} = 0.61 \text{ s}$$