

Dynamisk Analyse av Eksisterende Bygninger

Eurokode 8 Del 1 og Del 3

Pål Helge Holum

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)

Innlevert: desember 2014

Hovedveileder: Anders Rönquist, KT

Medveileder: Svein N Remseth, BAT
Haider Mualla, Rambøll

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk

Forord

Denne masteroppgaven markerer avslutningen av sivilingeniørstudiet ved institutt for konstruksjonsteknikk ved Norges Teknisk-Naturvitenskaplige Universitet (NTNU) høsten 2014. Oppgaven utgjør 20 ukers arbeid, tilsvarende 30 studiepoeng.

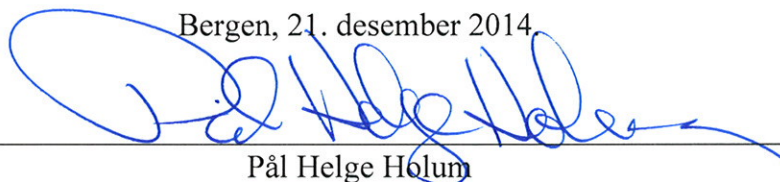
Rapporten inneholder en studie av dynamisk oppførsel og påvirkning av eksisterende bygninger. Hovedfokuset vil være å se på hvordan eksisterende bygninger som undergår ombygging påvirkes av en dynamisk belastning som jordskjelv. Videre vil det vurderes hvilke krav Eurokode 8 Del 1 og Del 3 setter for eksisterende konstruksjoner utsatt for jordskjelvsbelastning, samt parameterstudie av utvalgte parametere som inngår i analysen.

Modellering og analyse er gjort i finite element programmet FEM-Design, utviklet av Strusoft.

Det forventes at leseren av denne rapporten har grunnleggende forståelse for konstruksjonsdynamikk, dynamisk oppførsel og prosjektering av konstruksjoner.

Jeg ønsker å rette en takk til mine akademiske veiledere ved instituttet for konstruksjonsteknikk ved NTNU, Svein N. Remseth og Anders Rönquist. I tillegg vil jeg takke for veiledningen jeg fikk i Rambøll.

Bergen, 21. desember 2014



Pål Helge Holum

Sammendrag

For konstruksjoner prosjektert og bygget i Norge før april 2010, var det NS 3491-12:2004 som definerte seismisk last konstruksjonene skulle prosjekteres for. Dette endret seg da Eurokode 8 og derunder NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 "*Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*" (heretter omtalt som; Eurokode 8 Del 1) ble gjort gjeldende i april 2010.

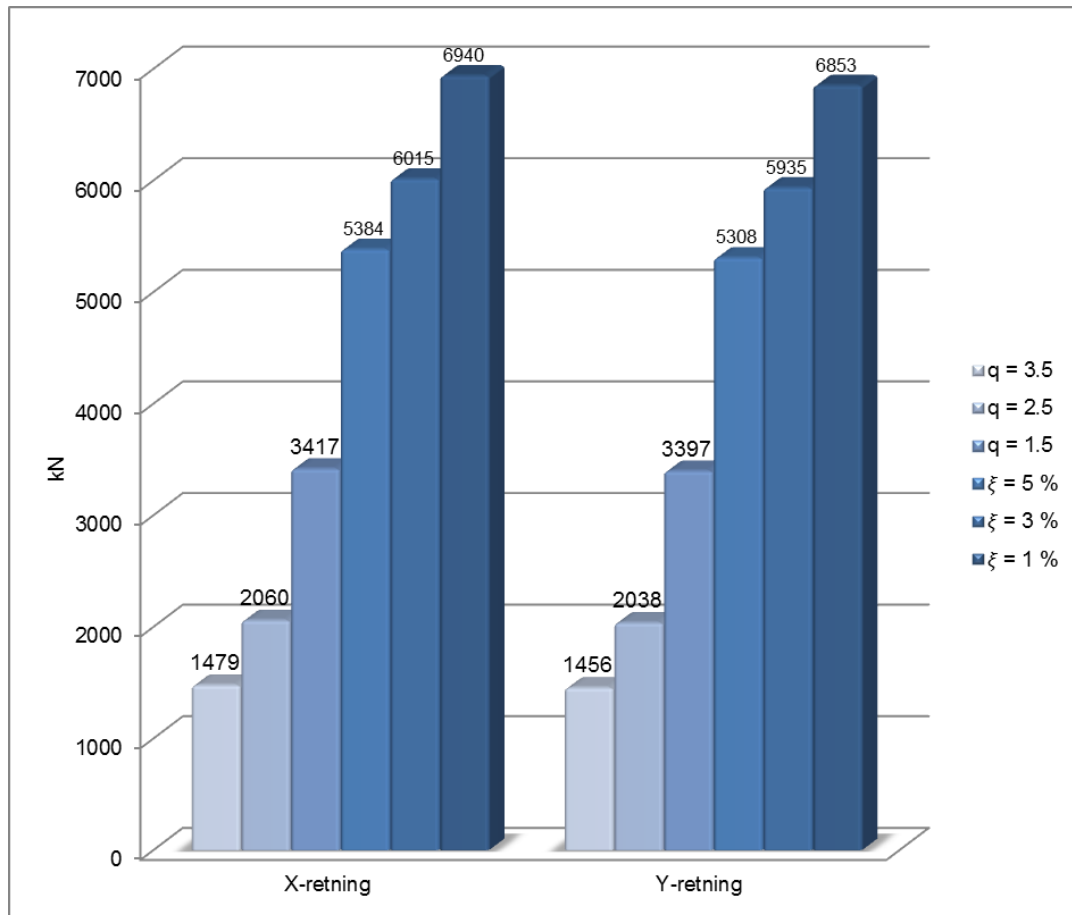
Konstruksjoner som er reist før april 2010 vil potensielt ikke ha tilstrekkelig duktilitet eller bæreevne til å motstå kollaps ved dynamisk jordskjelvsbelastning i henhold til Eurokode 8.

For å håndtere denne problemstillingen har myndighetene vedtatt at eksisterende bygninger som gjennomgår vesentlig ombygging eller rehabilitering, samtidig skal kontrolleres for jordskjelv etter NS-EN 1998-3:2005 "*Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 3: Vurdering og forsterkning av eksisterende bygninger*".

Formålet med denne rapporten er å studere dynamisk belastning og oppførsel av eksisterende bygninger. Det legges vekt på parameterstudie, samt forutsetninger og krav Eurokode 8 Del 1 og Del 3 setter for konstruksjoner. Studien presenteres med numerisk analyse av Gamle Odontologiske Bygg i Bergen (GOB) som er tiltenkt omfattende ombygging. Programvaren som er benyttet i analysen er StruSoft sitt finite element program; FEM-Design.

Den seismiske belastningen i den lineære responsspektrumanalysen representeres ved elastisk- og dimensjonerende responsspekter etter Eurokode 8 Del 1 med dempningsforhold, ξ , lik 1-, 3-, og 5 % og dimensjonerende responsspekter med konstruksjonsfaktor, q , lik 1.5, 2.5 og 3.5.

Det konkluderes i rapporten at parameteren som har størst innflytelse på størrelsesorden av belastningen vil være defineringen av konstruksjonens dempningsforhold, ξ , eller konstruksjonsfaktor, q . En sammenligning er vist på følgende graf, beregnes for eksisterende konstruksjon for GOB:

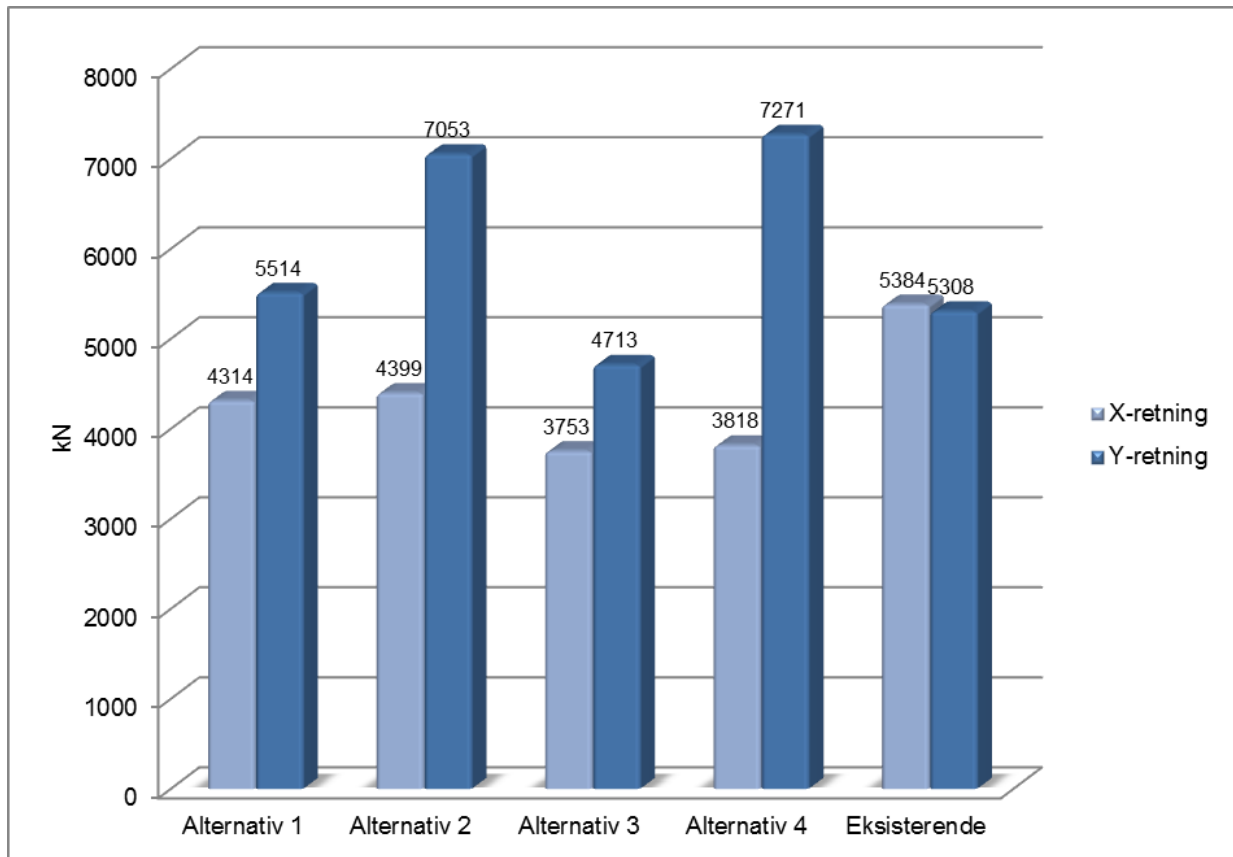


Grunnskjær i eksisterende konstruksjon for GOB, beregnet ved dimensjonerende spekter med $q = 1.5, 2.5$ og 3.5 og elastisk spekter med $\xi = 1-, 3-$ og 5% .

Fire alternative geometriske utforminger for GOB ble studert i det numeriske eksempelet der det:

- Alternativ 1: Bygges på to etasjer.
- Alternativ 2: Bygges på to etasjer og forsterkende vegger etableres.
- Alternativ 3: Bygges på to etasjer og sjakt nr. 1 og 2 samles.
- Alternativ 4: Bygges på to etasjer, sjakt nr. 1 og 2 samles og forsterkende vegger etableres.

Med de forutsetninger som er satt i denne rapporten, anses det som ikke nødvendig å forsterke bærende konstruksjon for Gamle Odontologiske Bygg ved ombygging av alternativ 1-4. Analysen som er utført viser at maks opptredende spenninger i eksisterende veggelementer, reduseres etter ombygging. Differansen i grunnskjær for alternativ 1-4 og eksisterende konstruksjon, her vist ved elastisk spekter, grunntype B og $\xi = 5 \%$:



Grunnskjer for alternativ 1-4, vist sammen med grunnskjer for eksisterende konstruksjon, for global X- og Y-retning beregnet med elastisk spekter og $\xi = 5\%$.

For ombygning ved alternativ 2 og 4, der nye veggelement etableres i akse 1 for å motvirke torsjonsvridning i bygget øker det totale grunnskjæret. Den økte belastningen, som følger at veggelementene gjør konstruksjonen stivere, tas opp av de nyetablerte veggelementene slik at de eksisterende veggelementene får en redusert og jevnere fordelt belastning.

Innhold

Forord	I
Sammendrag.....	II
Figurliste	VII
Tabeller	X
Symboler	XI
1. Innledning	1
1.1 Problemstilling og grunnleggende prinsipper	2
1.2 Problemstilling oppsummert	4
1.3 Oppbygning og begrensning av rapporten	5
2. Litteratur- og parameterstudie	6
2.1 Effektiv modal masse og dempingsforhold.....	6
2.2 Eurokode 8 Del 1	8
2.3 Eurokode 8 Del 3	15
2.4 Pele-jord interaksjon og pelestivhet.....	21
3. Gamle Odontologiske Bygg	26
3.1 FEM-Design	27
3.1.1 Skallelement	27
3.1.2 3D Bjelkeelement.....	28
3.1.3 Oppleggselementer.....	29
3.1.4 Ikke-lineær stivhet for opplegg og P- Δ effekt	30
3.1.5 Elementnett	32
3.2 Modellering av eksisterende situasjon	32
3.3 Finite elementnett	35
3.4 Laster, lastkombinasjoner og lastafaktorer.....	37
3.4.1 Responsspektrum	38
3.4.2 Påførte egen- og nyttelaster	45
3.4.3 Vindlast	46
3.4.4 Snølast	48
3.4.5 Skjevstillingslast	49
3.4.6 Passivt jordtrykk	50
3.4.7 Utsiktede torsjonsvirkninger	50
3.5 Modellering endret bærende konstruksjon	51

3.5.1 Endret bærende konstruksjon alternativ 1-2.....	51
3.5.2 Endret konstruksjon alternativ 3-4.....	53
4. Analyse eksisterende konstruksjon.....	54
4.1 Lineær spektrumanalyse eksisterende konstruksjon.....	57
4.2 Ikke-lineær oppleggsstivhet	82
5. Endret bærende konstruksjon alternativ 1-4	84
5.1 Lineær spektrumanalyse alternativ 1-4.....	88
6. Konklusjon og videreføring av rapporten.....	103
6.1 Konklusjon	103
6.2 Videreføring av oppgaven.....	106
Referanser	108
Vedlegg.....	110

Figurliste

<i>Figur 2.2.1: Figur NA.3(901) Seismiske soner i det sørlige Norge, a_g40HZ i m_s2 (CEN, 2014).</i>	11
<i>Figur 2.2.2: Figur 3.1 Form på elastisk responsspektrum (CEN, 2014).</i>	12
<i>Figur 2.3.1: Eksempel på SD skadeomfang (Grøterud and Løset, 2013).</i>	15
<i>Figur 2.3.2: Utnyttelsesgrad D/C i relasjon til KL3 ved skadeomfang NC (Romão et al., 2010).</i>	18
<i>Figur 2.3.3: Prosentvis differanse for kapasiteten til primære bæreelementer for forskjellige skadeomfang og kunnskapsnivå (Romão et al., 2010).</i>	19
<i>Figur 2.3.4: Utnyttelsesgrad D/C for KL 1-3 ved lineær statisk analyse for betongbjelker og søyler (Manfredi et al., 2008).</i>	19
<i>Figur 2.3.5: Utnyttelsesgrad D/C for KL 1-3 ved ikke-lineær statisk analyse for betongbjelker og søyler (Manfredi et al., 2008).</i>	19
<i>Figur 2.4.1: 3 stegs metode for å fordele og beregne jord-pele og pele-pele interaksjon med belastning av treghtetskrefter (Makris and Gazetas, 1992).</i>	22
<i>Figur 2.4.2: 3 stegs metode for å fordele og beregne jord-pele og pele-pele interaksjon med kinematisk last (Makris and Gazetas, 1992).</i>	23
<i>Figur 3.1: Frontfasade Gamle Odontologiske Bygg Bergen (Foto: Google Earth).</i>	26
<i>Figur 3.1.2.1: Aksesystem for 3D Bjelkeelementer i FEM-Design (Strusoft, 2010).</i>	29
<i>Figur 3.1.3.1: Linjeopplegg i FEM-Design (Strusoft, 2010).</i>	30
<i>Figur 3.1.4.1: Parametere i sensitivitetsfaktoren, andre ordens effekter i FEM-Design (Strusoft, 2010)</i>	31
<i>Figur 3.2.1: 3D modell av Gamle Odontologiske Bygg Bergen i FEM-Design.</i>	33
<i>Figur 3.2.2: Aksesystem i FEM-Design for Gamle Odontologiske Bygg Bergen vist i plan, Vido 1.</i>	34
<i>Figur 3.2.3: Fundamentplan Gamle Odontologiske Bygg Bergen (Vedlegg A)</i>	34
<i>Figur 3.2.4: Fundamentplan eksisterende situasjon modellert i FEM-Design.</i>	35
<i>Figur 3.3.1: Elementnett for GOB, modellert i FEM-Design.</i>	36
<i>Figur 3.3.2: Elementnett for Vido 0, modellert i FEM-Design.</i>	36
<i>Figur 3.4.1.1: Horisontalt elastisk responsspekter for grunntype A og B, 5 % viskøs demping.</i>	41
<i>Figur 3.4.1.2: Horisontalt elastisk responsspekter for grunntype C og D, 5 % viskøs demping.</i>	41
<i>Figur 3.4.1.3: Horisontalt elastisk responsspekter for grunntype E, 5 % viskøs demping.</i>	41
<i>Figur 3.4.1.4: Horisontalt dimensjonerende spektrum for grunntype A og B, q-faktor lik 1.5.</i>	42
<i>Figur 3.4.1.5: Horisontalt dimensjonerende spektrum for grunntype C og D, q-faktor lik 1.5.</i>	42
<i>Figur 3.4.1.6: Horisontalt dimensjonerende spektrum for grunntype E, q-faktor lik henholdsvis 1.5.</i>	43
<i>Figur 3.4.1.7: Vertikalt elastisk responsspekter for grunntype A-E, 5 % viskøs demping.</i>	44
<i>Figur 3.4.1.8: Vertikalt dimensjonerende responsspekter for grunntype A-E, q lik 1.5.</i>	44
<i>Figur 3.4.2.1: Lasttilfelle G2 Egenvekt fasader modellert som linjelast i Vido 1.</i>	46
<i>Figur 3.4.2.2: Lasttilfelle Q1 Nyttelast fra trappeelement og på dekke modellert som henholdsvis linjelast og areallast i Vido 1.</i>	46
<i>Figur 3.4.3.1: Lasttilfelle V-Vind Øst modellert i FEM-Design.</i>	47
<i>Figur 3.4.4.1: Snølast modellert som areallast på tak i FEM-Design.</i>	48
<i>Figur 3.4.4.2: Snitt av utforming på takoppbygg med lavereliggende tak og parapeter langs gesimskant (Vedlegg A).</i>	49

<i>Figur 3.4.5.1: Lasttilfelle EHL-Qx Skjevstillingslast fra nyttelast modellert som areallast i Vido 1. ...</i>	50
<i>Figur 3.5.1.1: Endret geometrisk utforming bærende konstruksjon alternativ 1.</i>	51
<i>Figur 3.5.1.2: Utbedret endring av geometrisk utforming bærende konstruksjon alternativ 2.</i>	52
<i>Figur 3.5.1.3: Utbedret endring av geometrisk utforming bærende konstruksjon alternativ 2, plan Vido 1.</i>	52
<i>Figur 3.5.2.1: Utbedret endring av geometrisk utforming bærende konstruksjon alternativ 4.</i>	53
<i>Figur 3.5.2.2: Utbedret endring av geometrisk utforming bærende konstruksjon alternativ 4, plan Vido 1.</i>	53
<i>Figur 4.1.1: Trykk-, strekk- og skjærfordeling i sjakt nr. 1.</i>	59
<i>Figur 4.1.2: Deformasjonsmønster for sjakt nr.1 vist med trykk- og strekkspenninger.</i>	60
<i>Figur 4.1.3: Trykk-, strekk- og skjærfordeling i sjakt nr. 2.</i>	61
<i>Figur 4.1.4: Trykk-, strekk- og skjærfordeling i sjakt nr. 3.</i>	62
<i>Figur 4.1.5: Deformasjonsmønster for sjakt nr. 3 og 4 vist med trykk- og strekkspenninger.</i>	63
<i>Figur 4.1.6: Trykk- og strekkfordeling i sjakt nr. 4.</i>	63
<i>Figur 4.1.7: Skjærfordeling i sjakt nr. 4.</i>	64
<i>Figur 4.1.8: Trykk-, strekk- og skjærfordeling i sjakt nr. 1.</i>	65
<i>Figur 4.1.9: Deformasjonsmønster for sjakt nr.1 vist med trykk- og strekkspenninger.</i>	66
<i>Figur 4.1.10: Trykk-, strekk- og skjærfordeling i sjakt nr. 2.</i>	67
<i>Figur 4.1.11: Trykk-, strekk- og skjærfordeling i vegg nr. 1.</i>	68
<i>Figur 4.1.12: Deformasjonsmønster for vegg nr. 1 vist med trykk- og strekkspenninger.</i>	69
<i>Figur 4.1.13: Trykk-, strekk- og skjærfordeling i sjakt nr. 3.</i>	70
<i>Figur 4.1.14: Trykk-, strekk- og skjærfordeling i vegg nr. 2.</i>	71
<i>Figur 4.1.15: Kraftpar i vegg nr. 2 og nærliggende vegg.</i>	72
<i>Figur 4.1. 16: Grunnskjær grunntype A-E ved seismisk lasttilfelle i global X-retning.</i>	74
<i>Figur 4.1. 17Grunnskjær grunntype A-E ved seismisk lasttilfelle i global Y-retning.</i>	75
<i>Figur 4.1.18: Maks trykkspennigner for de utvalgte veggelementene ved vindlast, sammenlignet med seismisk last, grunntype B, $q = 1.5$ og $\xi = 5 \%$. Last i global X-retning.</i>	78
<i>Figur 4.1.19: Maks trykkspennigner for de utvalgte veggelementene ved vindlast, sammenlignet med seismisk last, grunntype B, $q = 1.5$ og $\xi = 5 \%$. Last i global Y-retning.</i>	79
<i>Figur 4.1.20: Maks strekkspenninger for de utvalgte veggelementene ved vindlast, sammenlignet med seismisk last, grunntype B, $q = 1.5$ og $\xi = 5 \%$. Last i global X-retning.</i>	79
<i>Figur 4.1.21: Maks strekkspenninger for de utvalgte veggelementene ved vindlast, sammenlignet med seismisk last, grunntype B, $q = 1.5$ og $\xi = 5 \%$. Last i global Y-retning.</i>	80
<i>Figur 4.1.22: Maks skjærspenninger for de utvalgte veggelementene ved vindlast, sammenlignet med seismisk last, grunntype B, $q = 1.5$ og $\xi = 5 \%$. Last i global X-retning.</i>	80
<i>Figur 4.1.23: Maks skjærspenninger for de utvalgte veggelementene ved vindlast, sammenlignet med seismisk last, grunntype B, $q = 1.5$ og $\xi = 5 \%$. Last i global Y-retning.</i>	81
<i>Figur 4.1.24: Grunnskjær for GOB beregnet med vindlast, sammenlignet med seismisk last, grunntype B, $q = 1.5$ og $\xi = 5 \%$ i global X- og Y-retning.</i>	82
<i>Figur 5.1: Dimensjonerende spektralverdier for viktige svingeformer for alternativ 1.</i>	85
<i>Figur 5.2: Dimensjonerende spektralverdier for viktige svingeformer for alternativ 2.</i>	85
<i>Figur 5.3: Dimensjonerende spektralverdier for viktige svingeformer for alternativ 3.</i>	86
<i>Figur 5.4: Dimensjonerende spektralverdier for viktige svingeformer for alternativ 4.</i>	86
<i>Figur 5.1.1: Vegg- og sjakt plassering i plan, til orientering.</i>	88
<i>Figur 5.1.2: Trykk- og strekkfordeling i sjakt nr. 1 og 2 alternativ 1 og 2.</i>	89
<i>Figur 5.1.3: Trykk- og strekkfordeling i sjakt nr. 3 og 4 alternativ 1 og 2.</i>	90
<i>Figur 5.1.4: Trykk- og strekkfordeling i sjakt nr. 1 og 2 alternativ 3 og 4.</i>	91
<i>Figur 5.1.5: Trykk- og strekkfordeling i sjakt nr. 3 og 4 alternativ 3 og 4.</i>	92
<i>Figur 5.1.6: Trykk- og strekkfordeling i sjakt nr. 1 og 2 og vegg nr. 1 alternativ 1 og 2.</i>	93
<i>Figur 5.1.7: Trykk- og strekkfordeling i sjakt nr. 3 og 4 og vegg nr.2 alternativ 1 og 2.</i>	94

<i>Figur 5.1.8: Trykk- og strekkfordeling i vegg nr. 3, 4 og 1 alternativ 2.</i>	<i>95</i>
<i>Figur 5.1.9: Trykk- og strekkfordeling i sjakt nr. 1 og 2 og vegg nr. 1 alternativ 3 og 4.</i>	<i>96</i>
<i>Figur 5.1.10: Trykk- og strekkfordeling i sjakt nr. 3 og 4 og vegg nr.2 alternativ 3 og 4.</i>	<i>97</i>
<i>Figur 5.1.11: Trykk- og strekkfordeling i vegg nr. 3, 4 og 1 alternativ 4.</i>	<i>98</i>
<i>Figur 5.1.12: Grunnskjær og redusert grunnskjær i konstruksjonen for alternativ 1-4, vist sammen med grunnskjær for eksisterende konstruksjon, for global X- og Y-retning beregnet med dimensjonerende spekter og $q = 1.5$.</i>	<i>100</i>
<i>Figur 5.1.13: Grunnskjær for alternativ 1-4, vist sammen med grunnskjær for eksisterende konstruksjon, for global X- og Y-retning beregnet med elastisk spekter og $\xi = 5\%$.</i>	<i>101</i>
<i>Figur 6.1.1: Grunnskjær i eksisterende konstruksjon for GOB, beregnet ved deimensjonerende spekter med $q = 1.5, 2.5$ og 3.5 og elastisk spekter med $\xi = 1-, 3-$ og 5%.</i>	<i>105</i>

Tabeller

<i>Tabell 2.2.1: Tabell NA.4(902)-Veiledende tabell ved valg av seismisk klasse (CEN, 2014).</i>	9
<i>Tabell 2.2.2: Tabell NA.4(901)-Verdier for seismisk faktor γ_l (CEN, 2014).</i>	9
<i>Tabell 2.2.3: Tabell NA.3.3 Verdier på parametere som beskriver de anbefalte elastiske responsspektrene (CEN, 2014).</i>	12
<i>Tabell 2.3.1: Tabell 3.1 Kunnskapsnivå, Eurokode 8 Del 3 (CEN, 2013).</i>	17
<i>Tabell 2.3.2: Verdier for materialparametere og kriterier for analysen, Eurokode 8 Del 3 (CEN, 2013).</i>	20
<i>Tabell 2.4.1: Registrerte forskyvninger i FEM-Design ved utvalgte opplegg.</i>	24
<i>Tabell 2.4.2: Forskyvningsstivheter for punktopplegg i det lokale aksesystemet for pelers.</i>	24
<i>Tabell 2.4.3: Forskyvningsstivheter for linjeopplegg og punktopplegg i det lokale aksesystemet for fundamenter på grunnfjell.</i>	25
<i>Tabell 3.2.1: Etasje navn, høyder og nivå for Gamle Odontologiske Bygg Bergen.</i>	33
<i>Tabell 3.4.1: Lastfaktorer i ulykkessituasjon og ved seismiske laster.</i>	37
<i>Tabell 3.4.2: Lastfaktorer i ulykkessituasjon og ved seismiske laster for GOB.</i>	38
<i>Tabell 3.4.1.1: Tabell NA.3.1 gjennomsnittlig skjærbølgehastighet i grunnen for vanlige grunntyper (CEN, 2014).</i>	40
<i>Tabell 3.4.1.2: Tabell NA.3.4 Verdier av parametere som beskriver det vertikale elastiske responsspekteret (CEN, 2014).</i>	45
<i>Tabell 3.4.2.1: Egen- og nyttelaster, Gamle Odontologiske Bygg Bergen.</i>	45
<i>Tabell 3.4.3.1: Vindlast på fasade, Gamle Odontologiske Bygg Bergen.</i>	47
<i>Tabell 3.4.4.1: Snølast, Gamle Odontologiske Bygg Bergen.</i>	48
<i>Tabell 3.4.5.1: Skjevstillingslast, Gamle Odontologiske Bygg Bergen.</i>	49
<i>Tabell 4.1.1: Trykk-, strekk- og skjærspenninger elastisk spektrum grunntype B, global X-retning.</i>	72
<i>Tabell 4.1.2: Trykk-, strekk- og skjærspenninger elastisk spektrum grunntype B, global Y-retning.</i>	73
<i>Tabell 4.1.3: Trykk-, strekk- og skjærspenninger dimensjonerende spektrum grunntype B, global X-retning.</i>	73
<i>Tabell 4.1.4: Trykk-, strekk- og skjærspenninger dimensjonerende spektrum grunntype B, global Y-retning.</i>	73
<i>Tabell 4.1.7: Reduksjon i grunnskjær grunntype A-E for med $\xi = 1-5\%$ og $q = 1.5-3.5$.</i>	75
<i>Tabell 4.1.8: Sensitivitetsfaktor for elastisk responsspekter, grunntype B.</i>	76
<i>Tabell 4.1.9: Sensitivitetsfaktor for dimensjonerende responsspekter, grunntype B.</i>	77
<i>Tabell 5.1.1: Trykk-, strekk- og skjærspenninger i utvalgte veggelement ved seismisk last i global X-retning og redusert grunnakselerasjon.</i>	99
<i>Tabell 5.1.2: Trykk-, strekk- og skjærspenninger i utvalgte veggelement ved seismisk last i global Y-retning og redusert grunnakselerasjon.</i>	99
<i>Tabell 5.1.3: Forskyvninger av ytterpunkt i plan i øverste etasje for alternativ 1, 3 og eksisterende konstruksjon ved seismisk last med grunntype B og $q = 1.5$.</i>	101
<i>Tabell 5.1.4: Forskyvninger av ytterpunkt i plan i øverste etasje for alternativ 2, 4 og eksisterende konstruksjon ved seismisk last med grunntype B og $q = 1.5$.</i>	102

Symboler

$[M]$	massematrise
$[C]$	dempningsmatrise
$[K]$	stivhetsmatrise
$\{u_{tot}\}$	total forskyvningsvektor
$\{\dot{u}_{tot}\}$	total fartsvektor
$\{\ddot{u}_{tot}\}$	total akselerasjonsvektor
$\{u\}$	relativ forskyvningsvektor
$\{\dot{u}\}$	relativ fartsvektor
$\{\ddot{u}\}$	relativ akselerasjonsvektor
$\{r\}$	påvirkningskoeffisientvektor
$\{\ddot{u}_g\}$	grunnakselerasjonsvektor
u_g	forskyvning av grunnen
P_{eff}	effektiv last
ω_n	egenfrekvens
$\{\phi_n\}$	egenvektor for svingeform n
$[\phi]$	egenvektor matrise
$[M^*]$	massematrise til svingeformen
$[C^*]$	dempningsmatrise til svingeformen
$[K^*]$	stivhetsmatrise til svingeformen
$\{L^*\}$	vektor for grunnakselerasjon
$\{u_{tot}\}$	total forskyvningsvektor
$\{\eta_{tot}\}$	total forskyvning til svingeformen
$\{\ddot{\eta}\}$	relativ akselerasjon til svingeformen
$\{\dot{\eta}\}$	relativ hastighet til svingeformen
$\{\eta\}$	relativ forskyvning til svingeformen
PF_i	deltagelsesfaktor nr. i
$[\phi_i]$	egenvektor matrise
V_{bn}	grunnskjær fra svingeform n
Γ_n	bidrag fra svingeform n
L_n^h	høyden til svingeformen
A_n	pseudo-akselerasjonen til systemet
m	massen til konstruksjonssystemet
ζ_i	dempingsfaktor for svingeform i
ζ_j	dempingsfaktor for svingeform j
ω_i	frekvens for svingeform i
ω_j	frekvens for svingeform j
γ_l	seismisk skaleringsfaktor
a_{g40Hz}	berggrunnens akselerasjon ved frekvens $f = 40 \text{ Hz}$
a_g	dimensjonerende grunnakselerasjon
a_{gR}	referansespissverdi for berggrunnens akselerasjon
q	konstruksjonsfaktor
g	tyngdeakselerasjon

$T, T(s)$	egensvingeperiode
$S_e(T)$	elastisk responspektrum for horisontal grunnakselerasjon
$S_d(T)$	dimensjonerende responspektrum for horisontal grunnakselerasjon
$S_{ve}(T)$	vertikalt elastisk responspektrum
$S_{vd}(T)$	vertikalt dimensjonerende responspektrum
a_{vg}	grunnakselerasjon i vertikal retning
$v_{s,30}$	gjennomsnittlig skjærbølgehastighet i grunnen
T_i	svingeperiode for svingeform nr. i
T_j	svingeperiode for svingeform nr. j
E_E	seismiske påvirkning
ρ_{ij}	korrelasjonskoeffisient
β_{in}	forhold mellom frekvens nr. i og egenfrekvensen
ξ	dempningskonstant, dempingsforhold
θ	sensitivitetsfaktor for forskyvning mellom etasjer
P_{tot}	total gravitasjonslast ved og over etasjen
d_r	dimensjonerende forskyvning mellom etasjer
V_{tot}	total seismisk skjærkraft i en etasje
h	etasjehøyden
E_{cm}	elastisitetsmodul for betong
f_{yk}	karakteristisk flytspenning for stål
E_{st}	elastisitetsmodul for stål
E_{Edx}	seismisk påvirkning i global x-retning
E_{Edy}	seismisk påvirkning i global x-retning
E_{Edz}	seismisk påvirkning i global x-retning
d_s	forskyvning i et punkt
q_d	dimensjonerende konstruksjonsfaktor
d_e	forskyvning i et punkt, bestemt ved lineær analyse
V_s	skjærbølgehastighet i grunnen
G_{max}	skjærmodul for grunnen, ved små tøyninger
ρ	massetetthet for grunnen
θ_i	geometrisk avvik presentert ved helning
H_i	horisontallast fra geometrisk avvik
N_b	vertikallast i underliggende konstruksjon
N_a	vertikallast i overliggende konstruksjon
e_{ai}	utilsiktet eksentrisitet
k_x	fjærdemperen for jord-pele interaksjon
E_S	elastisitetsmodul for jorden
c_x	svingnings- eller vibrasjonsdempning ved jord-pele interaksjon
ρ_s	massetetthet for jorden
β_s	dempningsforholder for jorden
d	diameteren til pelen som betraktes

1. Innledning

Denne rapporten vil se nærmere på hvordan eksisterende bygninger påvirkes av dynamiske svingninger fra jordskjelv. Den vil spesielt se på hvordan ombygging av bygningens geometriske utforming, samt implementering av den seismiske lasten påvirker konstruksjonens respons og tilhørende belastning.

I dagens samfunn fokuseres det mye på gjenbruk av materialer og bevaring av kulturarv. Dette gjelder også for eldre byggverk. For å ta vare på verneverdige bygg og materialer i eldre bygninger blir de i dag integrert i- og fusjonert med nyere bygg og konstruksjoner. Tomtepriser, kostnader ved nybygging og arealutnyttelse gjør det også attraktivt å bygge om eller renovere byggverk i stedet for å demolere de.

For konstruksjoner prosjektert og bygget i Norge før april 2010, var det NS 3491-12:2004 som definerte seismisk last konstruksjonene skulle prosjekteres for. Dette endret seg da Eurokode 8 og derunder NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 "*Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*" (heretter omtalt som; Eurokode 8 Del 1) ble gjort gjeldende i april 2010. Alle konstruksjoner ble da krevd kontrollert og potensielt dimensjonert for jordskjelvsbelastning i henhold til den nye Eurokode 8 (Byggkvalitet, 2013, Byggkvalitet, 2014).

Konstruksjoner og byggverk som er reist før Eurokode 8 ble gjort gjeldende er da per definisjon ikke kontrollert for jordskjelvsbelastning etter dagens standard. Som følger av dette vil det potensielt være flere byggverk som ikke har tilstrekkelig duktilitet eller bæreevne til å motstå kollaps ved dynamisk jordskjelvsbelastning i henhold til Eurokode 8 (Manfredi et al., 2008).

For å håndtere denne problemstillingen har myndighetene (Byggkvalitet, 2013, Byggkvalitet, 2014) vedtatt at eksisterende bygninger som gjennomgår vesentlig ombygging eller rehabilitering, samtidig skal kontrolleres for jordskjelv etter NS-EN 1998-3:2005 "*Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 3: Vurdering og forsterkning av eksisterende bygninger*" (heretter omtalt som; Eurokode 8 Del 3) (CEN, 2013).

Tidligere har kravet for bygninger hovedsakelig dreid seg om nytte-, snø- og vindlaster (i tillegg til egenlast). I de senere år har seismiske laster fra bølger og jordskjelv fått et større fokus, spesielt for byggverk kategorisert i høyere risikoklasse (Manfredi et al., 2008).

Nødvendigheten for økt sikkerhet av slike bygg øker i takt med konsekvensen ved kollaps. For å kunne møte kravene til sikkerheten er det viktig å øke kompetansen og forståelsen for hvilke krav Eurokode 8 stiller og hvordan byggverk påvirkes av- og oppfører seg ved dynamisk belastning.

Denne rapporten vil vise hvilke krav Eurokode 8 Del 1 og Del 3 stiller ved kontroll av eksisterende konstruksjoner og byggverk for dynamisk belastning. Via parameterstudie og en numerisk analyse av et eksisterende bygg vil det vises hvordan parameterne som inngår i standarden påvirker belastningen og responsen i konstruksjonen. Det vil også utføres konstruksjonsmessige endringer av bygget som analyseres for å se hvordan aktuelle endringer påvirker belastningen og responsen i bygget.

1.1 Problemstilling og grunnleggende prinsipper

De tektoniske platene som er en del av jordskorpen forskyves av strømminger i jordens mantel og presses mot hverandre. Når spenningene fra det oppbygde presset utløses, skjer det i form av et jordskjelv. Norge ligger på den Eurasiske kontinentalplate som grenser mot den nordamerikanske, den afrikanske, den indo-australske plate og noen mindre plater. Den utløste spenningen og energien mellom disse platene forårsaker rystelser som beveger seg som seismiske bølger gjennom jordskorpen og opp til overflaten. De interne bølgene som forplanter seg inne i jordskorpen deles inn i P-bølger (trykkbølger) og S-bølger (skjærbølger) (Clough and Penzien, 1995).

Ved overflaten overføres energien i disse bølgene fra grunnen til bygningskonstruksjoner som vibrasjoner i vertikal og horisontal retning. Det er disse vibrasjonene, eller energien de overfører, som belaster et bygg og som kan føre til skader eller i ekstreme tilfeller, total kollaps av byggets bærende konstruksjon.

For å motvirke kollaps konstruerer vi duktile bygg. Duktilitet kan defineres som konstruksjonens evne til å deformere seg ut over sin elastiske grense uten å miste sin styrke. Grad av duktilitet uttrykker konstruksjonens evne til å absorbere jordskjelvenergi i plastiske områder, og dens evne til å fordele energiopptaket på alle konstruksjonsdeler som er forutsatt plastifisert under skjelvet. For å få dette til, må byggematerialet ha tilstrekkelig deformasjonsevne. Konstruksjonsdelene (knutepunkt, bjelker, søyler o.l.) må dermed kunne oppta store repeterte deformasjoner, tøyninger eller krumninger. Bærekonstruksjonen settes sammen av de duktile konstruksjonsdelene til en deformasjonsmekanisme (Bråten et al., 2010).

Norge er ikke et land med stor seismisk aktivitet, men jordskjelv med styrke 5 (Richter skala) og større kan forekomme hvert tiår (Bungum et. al, 1998). Det blir derfor nødvendig å prosjektere konstruksjoner deretter. Konstruksjoners duktilitet, geometriske utforming, og stivhet blir viktige faktorer for slik prosjektering.

Eurokode 8 Del 3 omtaler prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning med fordypning i vurdering og forsterkning av eksisterende bygninger. Den setter begrensninger til størrelsesorden på seismisk belastning man kan påføre et eksisterende bygg, basert på kunnskapen om byggets utforming, original prosjektering og dimensjonering.

Den generelle dynamiske likevektsligningen for et bygg påvirket av et jordskjelv kan presenteres som følger (Chopra, 2007, Humar, 2012, Clough and Penzien, 1995):

$$[M]\{\ddot{u}_{tot}\} + [C]\{\dot{u}_{tot}\} + [K]\{u_{tot}\} = 0 \quad (1.1)$$

$$\{u_{tot}\} = \{u\} + \{r\}u_g \quad (1.2)$$

Total forskyvningen er $\{u_{tot}\}$, der $\{u\}$ er forskyvningen til massen relativt til grunnen og u_g er forskyvningen til selve grunnen. Den deriverte og dobbeltderiverte av totalforskyvningen gir oss henholdsvis farten $\{\dot{u}_{tot}\}$ og akselerasjonen $\{\ddot{u}_{tot}\}$. $[M]$, $[C]$ og $[K]$ er henholdsvis massen, dempningen og stivheten til den aktuelle konstruksjonen, der $\{r\}$ er en vektor for påvirkningskoeffisienter.

Den relative bevegelsen $\{u\}$ mellom massen og grunnen som følge av deformasjon i konstruksjonen er den eneste som produserer elastiske og dempningskrefter. Med andre ord vil stiv-legeme bevegelse komponenten til forskyvningen ikke gi interne krefter. Ligningen kan da skrives om til:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{r\}\{\ddot{u}_g\} = P_{eff} \quad (1.3)$$

I denne ligningen har treghetskreftene som forekommer av grunnakselerasjonen blitt flyttet over på høyre side som en effektiv last, eller tvungen bevegelse (Chopra, 2007).

For å finne egensvingefrekvensene til konstruksjonen bruker vi den udempede, ubelastede bevegelsesligningen og løser:

$$|[K] - \omega_n^2 [M]| = 0 \quad (1.4)$$

$$\omega_n^2 \neq 0 \quad (1.5)$$

Når vi har funnet egensvingefrekvensene kan vi videre finne egensvingeformene ved å løse følgende ligning for $\{\phi_n\}$:

$$[[K] - \omega_n^2 [M]]\{\phi_n\} = 0 \quad (1.6)$$

$$\{\{\phi_n\}\} = [\{\phi_1\}\{\phi_2\} \dots \{\phi_{N_{mod}}\}] \quad (1.7)$$

Følgende forhold kan da brukes for å gi modal masse, dempning, stivhet og last:

$$[\phi^T][M][\phi] = [M^*] \quad (1.8)$$

$$[\phi^T][C][\phi] = [C^*] \quad (1.9)$$

$$[\phi^T][K][\phi] = [K^*] \quad (1.10)$$

$$[\phi^T][M]\{r\} = \{L^*\} \quad (1.11)$$

$$\{u_{tot}\} = \{\phi\}\{\eta_{tot}\} \quad (1.12)$$

Bevegelsesligningen blir da ukoblet siden matrisene er ortogonale. Skriver vi opp ligningen på nytt får vi (Humar, 2012):

$$[M^*]\{\ddot{\eta}\} + [C^*]\{\dot{\eta}\} + [K^*]\{\eta\} = -\{L^*\}\{\ddot{u}_g\} \quad (1.13)$$

For å finne deltagelsesfaktoren for svingeformene multipliseres modal ligningen med $[M^*]^{-1}$:

$$PF_i = \frac{[\phi_i^T][M][e]}{[\phi_i^T][M][\phi_i]} = [M^*]^{-1}\{L^*\} \quad (1.14)$$

Deltagelsesfaktoren viser hvor stor del av en svingeform som deltar til den totale svingeformen. For modal respons-spektrum analyse skal alle svingeformer der mer enn 5 % av byggets masse deltar i svingeformen medregnes, i tillegg må summen av de effektive modale massene for svingeformene som medtas være større en 90 % av byggets seismiske masse (CEN, 2014).

Den dynamiske likevektsligningen illustrerer hvor viktig en konstruksjons masse og stivhet er for responsen. En kan si at hovedparameterne for den dynamiske likevektsligningen er byggets masse, stivhet og dempning siden disse er direkte relatert til byggets utforming. Utformingen blir dermed en viktig parameter for dynamiske egenskaper og påkjenning. Analysen i denne rapporten vil se nærmere på hvordan endringer i den geometriske utformingen påvirker og fordeler påkjenningene i den bærende konstruksjonen.

1.2 Problemstilling oppsummert

Formålet med rapporten er å studere dynamisk belastning og oppførsel av eksisterende bygninger. Det legges vekt på parametere, samt forutsetninger og krav Eurokode 8 Del 1 og Del 3 setter for gjeldende bygg.

Studien presenteres med numerisk eksempel og analyse av Gamle Odontologiske Bygg i Bergen (heretter omtalt som GOB), som er tiltenkt omfattende ombygging. I analysen vil numeriske resultater av forskyvninger, belastning og spenningsfordelingen i konstruksjonen og konstruksjonsdelene, før og etter ombygging, studeres og presenteres.

Oppsummert er problemstillingene formulert som følger (i tilfeldig rekkefølge):

1. Hvilke parametere i Eurokode 8 og i byggets konstruksjon bør vurderes ved dynamisk analyse for GOB?
2. Hvordan påvirker den geometriske utformingen før og etter ombygging belastning og respons i konstruksjonen ved seismisk belastning som definert i Eurokode 8?
3. Hvilke krav stiller Eurokode 8 Del 1 og Del 3 til analyse av eksisterende bygninger som utsettes for jordskjelvsbelastning?

1.3 Oppbygning og begrensning av rapporten

Rapporten omhandler ikke detaljprosjektering av konstruksjonsdeler. Modelleringen baserer seg på eksisterende tegninger som er mottatt fra Universitet i Bergen (UIB) og Bergen byarkiv. Jordskjelvsbelastningen regnes i henhold til Eurokode 8 for Bergensområdet. Det gjøres enkelte antagelser for praktisk å kunne gjennomføre analysen.

Grunnparameterne som er benyttet i rapporten er basert på erfaring fra bergensområdet, samt området GOB befinner seg i. Enkelte av parameterne som er antatt er underbygget med litteraturstudie og vurderes med analyse for å bekrefte gyldigheten til antagelsene.

Analysen er gjennomført for bygg plassert i Bergen, Norge, med tilhørende grunnakselerasjon.

Rapporten starter med kapittel 1, innledning, presentasjon av problemstillingen og generell dynamisk teori.

Deretter følger en dypere litteraturstudie av parametere relatert til problemstillingen i kapittel 2, som modale masser, dempning, modellering av pelestivheter og samvirke mellom grunn-pele interaksjon. Videre i kapittel 2 studeres Eurokode 8 Del 1 og Del 3. Her indentifiseres de krav og kriterier som Eurokode 8 setter for jordskjelvsbelastning for eksisterende bygg, relatert til det numeriske eksempelet senere i rapporten.

Programvaren som anvendes i analysen presenteres i kapittel 3 der teori og modelleringsmetode inkluderes. Programvaren setter begrensninger for hvilken type analyse som utføres og hvilke parametere som studeres. Jord-pele interaksjon og dempning fra jord er ikke inkludert i analysen, da FEM-Design ikke har mulighet til å inkludere disse parameterne. Ikke-lineær analyse er forsøkt utført for oppleggsstivhetene og diskuteres i kapittel 3 og 4.

En presentasjon av GOB inkludert modellering av selve modellen og geometrisk utforming for eksisterende situasjon med laster, finite elementnett, oppbygging og forutsetninger for analysen inkluderes også i kapittel 3. Siste del av kapitlet viser modelleringen av endret situasjon for GOB etter de aktuelle ombyggingene som skal analyseres er utført.

Analysen for eksisterende situasjon utføres i kapittel 4. Her vises lineære analyser med responsspektrum og numeriske resultater. Sammenligning og diskusjon av forutsetningene som settes og parameterne som benyttes inkluderes.

Kapittel 5 presenterer i likhet med kapittel 4 de analyser, sammenligninger og parameterstudiene som er utført etter endring av bærende konstruksjon.

Rapporten avsluttes med konklusjon og tenkt videreføring av oppgaven i kapittel 6.

2. Litteratur- og parameterstudie

For å forstå problemstillingen som er definert i denne masteroppgaven bedre, samt metodene som er brukt, er det nødvendig med en studie av gjeldende litteratur.

For å gjengi de faktiske forholdene for konstruksjonen som skal analyseres, er det nødvendig å studere parameterne som benyttes ved jordskjelvsdimensjonering, presentert i Eurokode 8. Det vil av samme årsak være nødvendig å studere de parameterne og elementene som brukes for å gjengi konstruksjoners grunnforhold, fundamentering og masser.

2.1 Effektiv modal masse og dempingsforhold

Dette kapittelet referer til to bøker omhandlende bygningsdynamikk, skrevet av Anil K. Chopra (Chopra, 2007), og Ray W. Clough og Joseph Penzien (Clough and Penzien, 1995).

For svingeforanalyse (modal analyse) av et system med flere frihetsgrader defineres grunnskjæret i svingeform n som:

$$V_{bn} = V_{bn}^{st} * A_n \quad (2.1.1)$$

der V_{bn}^{st} skrives om til:

$$V_{bn}^{st} = \sum_{j=1}^N s_{jn} = \Gamma_n L_n^h = M_n^* \quad (2.1.2)$$

Hvor Γ_n representerer bidraget fra den laterale forskyvningen av svingeform n til den totale forskyvningen og L_n^h er høyden for svingeformen.

A_n er pseudo-akselerasjonen til systemet i svingeform n beregnet fra forskyvningen i samme svingeform og egensvingeperioden til systemet:

$$A_n = \omega_n * u_n \quad (2.1.3)$$

Omskrivningen av formel 2.1.1 gir oss da en verdi for grunnskjæret relatert direkte til massen som deltar i svingeform n ved:

$$V_{bn} = M_n^* * A_n \quad (2.1.4)$$

I et system med en enkelt frihetsgrad og konsentrert masse i en enkelt node, der egenfrekvensen og dempingsforholdet er definert, har de samme vibrasjonsforholdene som en vilkårlig svingeform i et system med flere frihetsgrader blir uttrykket for grunnskjæret:

$$V_b = m * A_n \quad (2.1.5)$$

Om massen m var lik M_n^* , ville grunnskjæret for dette systemet vært det samme som for svingeform n i et system med flere frihetsgrader. Følgelig blir M_n^* kalt grunnskjæreffektiv modal masse, forkortet til effektiv modal masse.

For et system der massen, og dermed de likeverdige statiske kreftene er konsentrert i ett punkt, ville den totale massen m enkelt kunne gjengi grunnskjæret. Der flere frihetsgrader benyttes er det kun en andel M_n^* av massen som bidrar til grunnskjæret i svingeform n fordi massen og de ekvivalente statiske kreftene er fordelt ut over konstruksjonen. Størrelsesordenen av andelen M_n^* avhenger av massens fordeling og svingeformen.

Som en kan anta er summen av effektive modal masse M_n^* fordelt på alle svingeformene lik den totale massen til systemet som betraktes:

$$\sum_{n=1}^N M_n^* = \sum_{j=1}^N m_j \quad (2.1.6)$$

Dette er grunnlaget for kravet i Eurokode 8 Del 1 der valg av hvilke svingeformer som skal inkluderes, baseres på deltagelsesprosenten fra konstruksjonens masse, defineres der egensvingeformanalyse anvendes. Kravet sørger for at tilstrekkelig belastning fra responsen medregnes i analysen. Se påfølgende kapittel 2.2.

Ved anvendelse av svingeformanalyse for system med flere frihetsgrader benyttes ikke dempningsmatrisen (formel 1.3) i beregningen av responsen. I stedet anvendes modale dempingsforhold ved Reyleigh dempning.

Reyleigh dempning defineres som en kombinasjon mellom masseproporsjonal og stivhetsproporsjonal dempning. Hver for seg er disse dempningene ikke egnet til å gjengi dempningen i et system med flere frihetsgrader, men kombinert gir de den klassiske dempningsmatrisen som stemmer overens med eksperimentell data (Chopra, 2007):

$$[C] = a_0[M] + a_1[K] \quad (2.1.7)$$

Koeffisientene a_0 og a_1 bestemmes ut fra de spesifikke dempingsfaktorene ζ_i og ζ_j , for svingeform i og j med tilhørende frekvens ω_i og ω_j . Basert på eksperimentell data er det fornuftig å anta at dempingsfaktorene er like for svingeformene og vi får:

$$a_0 = \zeta \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (2.1.8)$$

$$a_1 = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (2.1.9)$$

Se kapittel 3.4.1 for antagelser av dempingsforhold som inkluderes i responsspektrumanalysen.

2.2 Eurokode 8 Del 1

Følgende delkapittel referer direkte til Eurokode 8 Del 1 (CEN, 2014). Det gjøres rede for de krav og begrensninger standarden setter for prosjektering av konstruksjoner relatert til analysen som utføres i rapporten.

Det grunnleggende kravet standarden setter for bæreevnene til konstruksjoner ved seismisk belastning er krav til motstand mot sammenbrudd. Krav til motstand mot sammenbrudd betyr at konstruksjonen skal dimensjoneres for de dimensjonerende påvirkningene standarden angir, uten at det oppstår lokalt eller globalt sammenbrudd. Bygget beholder dermed sin konstruksjonsmessige integritet og en restbæreevne.

Påkjeningen fra jordskjelv angis som seismisk referansepåvirkning knyttet til en referansesannsynlighet for overskridelse i løpet av 50 år, P_{NCR} , eller en referansereturperiode, T_{NCR} , og den seismiske faktoren γ_l . I Norge settes verdiene for P_{NCR} lik 10 % og T_{NCR} lik 475 år. Den seismiske faktoren avhenger av hvilken type konstruksjon som vurderes og hvilken seismisk klasse konstruksjonen befinner seg i. Den seismiske faktoren γ_l bestemmes ut i fra tabell NA.4(901) og konstruksjonens seismiske klasse:

Tabell NA.4(902) – Veiledende tabell ved valg av seismisk klasse

Byggverk	I	II	III	IV
Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store				X ¹⁾
Viktig infrastruktur: sykehus, brannstasjoner, redningsentraler, kraftforsyning og lignende			(X)	X
Høye bygninger, mer enn 15 etasjer		(X)	X	
Jernbanebruer ²⁾			X	(X)
Veg- og gangbruer ²⁾		(X)	X	(X)
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler osv.)		(X)	X	
Kaier og havneanlegg		X	(X)	
Landbaserte akvakulturanlegg for fisk		X	(X)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer	(X)	X	(X)	
Industrialbygg		X	(X)	
Skoler og institusjonsbygg		(X)	X	
Kontorer, forretningsbygg og boligbygg		X	(X)	
Småhus, rekkehus, bygg i én etasje, mindre lagerhus osv.	X	(X)		
Støttmurer med høyde lavere enn 3 m langs vegger i klasse II ³⁾	X	(X)		
Kulverter	X	(X)	(X)	
Landbruksbygg	(X)			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	(X)			

¹⁾ For byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store, for eksempel ved atomreaktorer og lagringsanlegg for radioaktivt avfall, store dammer og marine konstruksjoner bør jordskjelvriskoen vurderes spesielt, eventuelt basert på en risikoanalyse.
Lagertanker for flytende gass og store hydrokarbonførende rørledninger over land er behandlet i NA til NS-EN 1998-4.

²⁾ Se veiledende tabell for valg av seismisk klasse for bruer i NA til NS-EN 1998-2.

³⁾ For støttmurer langs jernbane, støttmurer langs vegger med høyde over 3 m og støttmurer langs viktige veier (klasse III) benyttes samme seismiske klasse som for vegen eller jernbanen

Tabell 2.2.1: Tabell NA.4(902)-Veiledende tabell ved valg av seismisk klasse (CEN, 2014).

Tabell NA.4(901) – Verdier for seismisk faktor γ_l

Seismisk klasse	γ_l
I	0,7
II	1,0
III	1,4
IV	2,0

Tabell 2.2.2: Tabell NA.4(901)-Verdier for seismisk faktor γ_l (CEN, 2014).

GOB er en institusjonsbygging med kontorer og undervisningslokaler og defineres dermed i seismisk klasse III og har tilhørende faktor $\gamma_l = 1.4$.

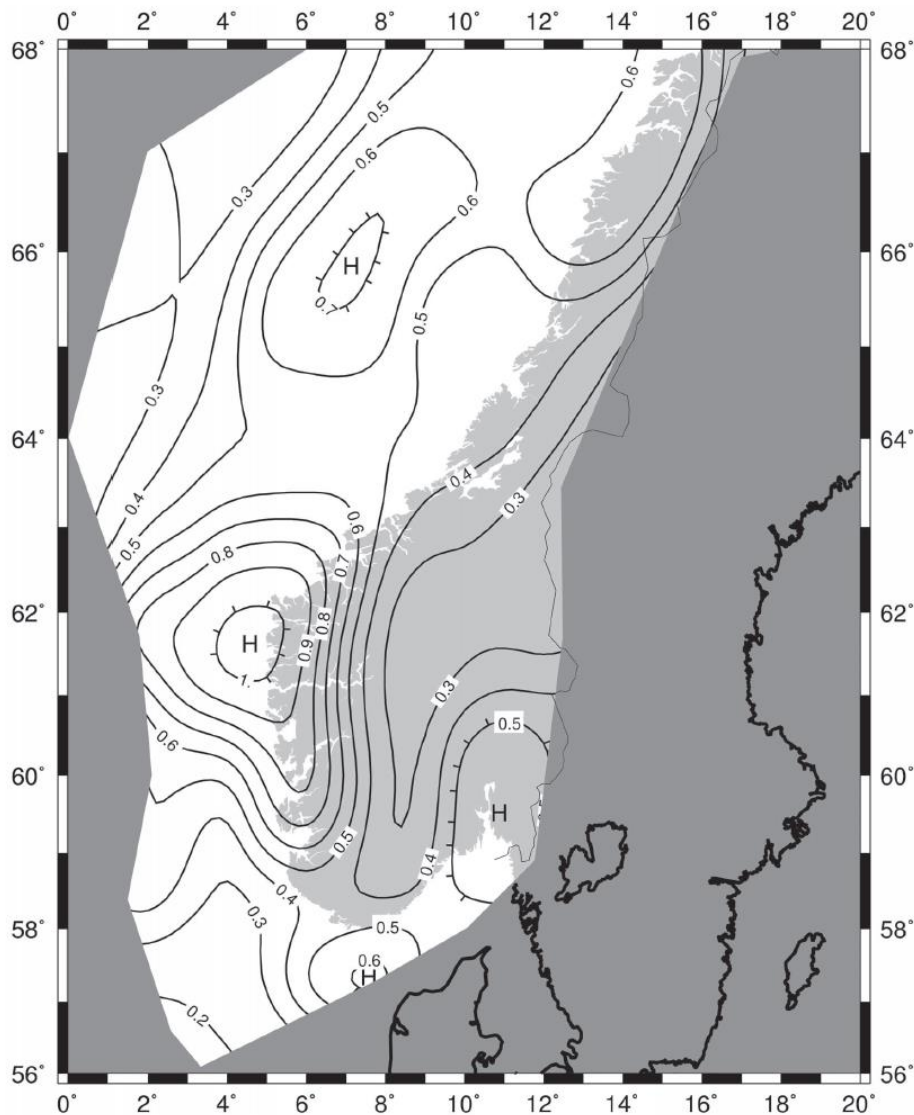
For en eksisterende konstruksjon som undergår ombygging eller større endring, er det definert i eurokoden at dersom endret konstruksjon ikke øker sannsynligheten for sammenbrudd betydelig, trenger den ikke å forsterkes. Betydelig økning i sannsynligheten har direkte sammenheng med defineringen av den seismiske belastningen der jordskjelvets returperiode justeres, slik at sannsynligheten for at et skjelv opptrer i en 50 års periode, dobles til 20 % (se kapittel 2.3).

Standarden angir videre at konstruksjonen bør ha enkle og regelmessige former både i plan og oppriss. Bygget som studeres i denne rapporten følger denne anbefalingen da den geometriske utformingen (se vedlegg A) oppfyller kravene angitt i standardens kapittel 4.2.1, 4.2.2 og 4.2.3. For fundamenteringen sier standarden at den skal være stiv nok til å overføre lastene fra overbygningen til grunnen så jevnt som mulig og at det bør kun benyttes én fundamenteringstype. For GOB er ikke dette tilfellet da halve konstruksjonen er fundamenter på peler og andre halvdel direkte på fjell. Dette gjenspeiles i analysen som gjøres i kapittel 4 og 5, der deformasjons- og svingeformene preges av nevnte fordeling. Stivheten til fundamenteringen er vurdert i denne rapportens kapittel 2.4

Fundament- og grunnforholdet, og modelleringen av denne er viktig for konstruksjonens oppførsel og distribuering av den seismiske energien i bygget. Selv om det i denne rapporten skal gjennomføres analyser før og etter ombygging av bygget, der det er lastfordelingen som konsekvens av endringene som er fokuset, vil det være viktig å få en riktig fremstilling av faktisk oppbygging av konstruksjonen og dens respons. Begrensningene i analyseprogrammet som benyttes, gjør det nødvendig å simulere fundamentene og pelene som opplegg der oppleggets stivhet representerer oppførselen, se kapittel 2.4.

Eurokoden angir de vanligste grunntypene, med tilhørende gjennomsnittlig skjærbølg hastighet $v_{,30}$ i tabell NA.3.1. Grunntypen påvirker spektrumet (enten det er elastisk eller dimensjonerende) som benyttes til å simulere bevegelsen i grunnen og dermed også tilhørende belastning av konstruksjonen. Siden dette er en viktig parameter som vil ha stor påvirkning på belastningen av konstruksjonen vil analysen i kapittel 4, av eksisterende konstruksjon, inkludere studie av påvirkningen fra de forskjellige grunntypene. Se kapittel 3.4.1. og kapittel 4.

Som utgangspunkt for beregning av spektrene benyttes spissverdien for berggrunnens akselerasjon og defineres ut fra hvilken seismisk sone konstruksjonen befinner seg i. I den numeriske studien er det spissverdien for Bergen som anvendes, og bestemmes av Figur NA.3(901) i Eurokode 8 Del 1:



Figur NA.3(901) – Seismiske soner i det sørlige Norge, a_{g40Hz} i m/s^2

Figur 2.2.1: Figur NA.3(901) Seismiske soner i det sørlige Norge, a_{g40Hz} i $\frac{m}{s^2}$ (CEN, 2014).

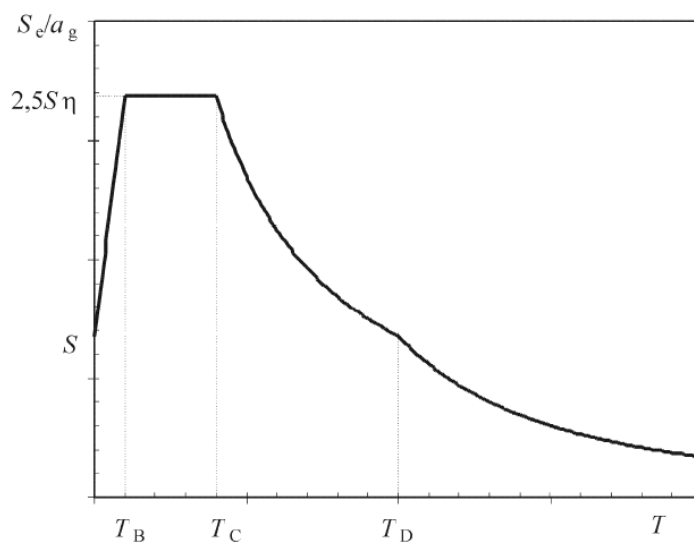
I Bergen er $a_{g40Hz} = 0.85 \frac{m}{s^2}$, som betegner berggrunnens akselerasjon ved frekvensen $f = 40Hz$. Verdien benyttes til å bestemme referansespissverdien for berggrunnens akselerasjon a_{gR} for grunntypen A, se kapittel 3.4.1 og vedlegg B.5 for beregninger og anvendelse.

Eurokoden angir noen utelatelseskriterier i områder med lav seismisk aktivitet som det ikke vil fokuseres på i denne rapporten, men som det kan være verdt å studere dersom det er nødvendig. Eurokoden definerer et område med lav seismisk aktivitet som et område der $a_g S = \gamma_l (0.8 * a_{g40Hz}) S < 0.1g = 0.981 \frac{m}{s^2}$.

For stål- og betongkonstruksjoner kan denne grensen økes til $0.25g = 2.45 \frac{m}{s^2}$, gitt at andre lastkombinasjoner som kan gi større skjærkraft ved fundamentnivå enn jordskjelv kontrolleres. En viktig forutsetning for å benytte utelatelseskriteriet er at verdien for

konstruksjonsfaktoren settes $q \leq 1.5$ som betyr at kriteriet kun oppfylles av bygg som defineres i klasse DCL (Ductility Class Low), lav duktilitet.

I analysen anvendes responspektrum for å angi jordskjelvsbevegelsen ved et gitt punkt på overflaten av et elastisk responspektrum for grunnens akselerasjon, etter Eurokode 8 Del 1. Den horisontale seismiske påvirkningen beskrives ved to ortogonale komponenter som antas å være uavhengige av hverandre og representert ved det samme spekteret. Det horisontale elastiske responspekteret $S_e(T)$ defineres av formlene i kapittel 3.2.2.2(1) i Eurokode 8 Del 1, der formen på responspektrumet er:



Figur 3.1 – Form på elastisk responspektrum

Figur 2.2.2: Figur 3.1 Form på elastisk responspektrum (CEN, 2014).

Parameterne som inngår i formel (3.4.1.5-12) angis i det nasjonale tillegget i tabell NA.3.3:

Tabell NA.3.3 – Verdier for parametere som beskriver de anbefalte elastiske responspektrene

Grunntype	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,10	0,20	1,7
B	1,3	0,10	0,25	1,5
C	1,4	0,10	0,30	1,5
D	1,55	0,15	0,40	1,6
E	1,65	0,10	0,30	1,4

Tabell 2.2.3: Tabell NA.3.3 Verdier på parametere som beskriver de anbefalte elastiske responspektrene (CEN, 2014).

I Eurokodens kapittel 3.2.2.5 introduseres et dimensjonerende spektrum for elastisk analyse, dette spekteret anvendes for å unngå detaljerte ikke-lineære analyser ved å innføre en konstruksjonsfaktor q som inkluderer en duktil oppførsel i konstruksjonen som absorberer energien fra de seismiske belastningene. Ved lineær analyse der det dimensjonerende

spekteret anvendes skal de lineært beregnede forskyvninger multipliseres med $q_d = q$ etter Eurokode 8 Del 1 kapittel 4.3.4. Nøyaktig verdi for faktoren til bygget som studeres i rapporten er ikke beregnet da det er en omfattende prosess, men som vist i kapittel 3.4 vil påvirkningen av valgt verdi for q sammenlignes med resultatene fra en analyse gjort med det elastiske spekteret som benytter et dempingsforhold for hele bygget.

Forskjellen på det elastiske og det dimensjonerende horisontale spekteret er inkluderingen av henholdsvis konstruksjonens dempingsforhold η og konstruksjonsfaktoren q . Horisontale spektre for varierende grunnforhold inkluderes i analysen i kapittel 4 og er presentert i kapittel 3.4.1 der de diskuteres nærmere.

I tilfellet for GOB som studeres her, er $a_{vg} = 0.6 * a_g = 0.6 * \gamma_l(0.8 * a_{g40HZ}) = 0.57 \frac{m}{s^2}$. Som nevnt kan det vertikale bidraget fra den seismiske bevegelsen da utelates. Rapporten fokuserer ikke på unnlatesekriterier og vil derfor inkludere det vertikale bidraget i de elastiske- og dimensjonerenderesponsspektrene i analysen for eksisterende situasjon.

Andre metoder Eurokoden foreslår er representasjon ved tidshistorie, kunstige og registrerte eller simulerte akselerogrammer. Det nevnes som forslag til videreføring av oppgaven at analysen av GOB gjentas, der tidshistorier anvendes for representasjon av den seismiske påvirkningen for lineære og ikke-lineære analyser.

Kapittel 4 i Eurokoden angir krav og betingelser for konstruksjonens geometriske utforming. For GOB, som er en eksisterende bygning, modelleres den slik den er bygget. De endringer av bæresystemet for GOB som er tenkt utført blir hovedsakelig en videreføring av eksisterende utforming, kombinert med de betingelser for symmetri, regelmessighet og regularitet Eurokoden angir, samt anbefalinger gitt av Hugo Bachmann (Bachmann, 2002).

Ved modal responsspektrumanalyse skal det tas hensyn til alle svingeformer som bidrar betydelig til den globale responsen. Dette kravet oppnås dersom enten summen av de effektive massene for svingeformene som medregnes er minst 90 % av konstruksjonens totale masse, eller ved at det tas hensyn til alle svingeformer med effektiv modal masse større enn 5 % av konstruksjonens totale masse. Dette kriteriet kontrolleres i analysen av GOB og vurderes i kapittel 4 og 5.

I et system med flere svingeformer der de maksimale verdiene opptrer på forskjellige tidspunkt vil det være nødvendig å undersøke uavhengigheten for svingeformene. Dersom periodene til to svingeformer T_i og T_j tilfredsstillers betingelsen $T_i \leq 0.9T_j$, vil de kunne anses som uavhengige. Når alle relevante svingeformer vurderes uavhengige, kan den totale verdien r_0 eller E_E av en seismisk lastvirkning beregnes etter SRSS (Square Root of the Sum of the Squared) metoden (Chopra, 2007):

$$r_o \simeq \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.4.1)$$

Eller som (CEN, 2014):

$$E_E = \sqrt{\sum_{i=1}^k E_{Ei}^2} \quad (2.4.2)$$

Der E_E og r_o er total seismisk lastvirkning. E_{Ei} og r_{no} er bidraget fra den enkelte svingeformen til den totale seismiske lastvirkningen.

Dersom betingelsen for uavhengighet ikke oppfylles, er det krav i Eurokoden om at CQC (Complete Quadratic Combination) metoden skal benyttes. CQC metoden tar hensyn til at svingeformene avhenger av hverandre ved å introdusere korrelasjonskoeffisienten ρ_{ij} som reduserer den totale responsen til en mer nøyaktig verdi:

$$E_E = \sqrt{\sum_{j=1}^k \sum_{i=1}^k E_{Ej} * E_{Ei} * \rho_{ij}} \quad (2.4.3)$$

Eller som (Chopra, 2007):

$$r_o \simeq \left(\sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} * r_{io} * r_{no} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.4.4)$$

der:

$$\rho_{in} = \frac{8\xi^2(1 + \beta_{in})\beta_{in}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4\xi^2\beta_{in}(1 + \beta_{in}^2)^2} \quad (2.4.5)$$

Hvor dempningskonstanten ξ er lik for svingeformene og $\beta_{in} = \frac{\omega_i}{\omega_n}$.

Denne rapporten bruker CQC metoden.

Torsjonsvirkninger inkluderes i FEM-Design som forklart i kapittel 3.4.7. Kombinasjon av virkningene fra den seismiske lasten er forklart i kapittel 3.4.

For anvendelse og analyse av de krav og forutsetninger Eurokode 8 Del 1 angir og betraktes i denne rapporten, se kapittel 4 og 5.

2.3 Eurokode 8 Del 3

Følgende delkapittel referer direkte til Eurokode 8 Del 3 (CEN, 2013). Det gjøres her rede for de krav og begrensninger standarden setter for prosjektering av konstruksjoner relatert til bygningen som analyseres.

I innledningen til det nasjonale tillegget i Eurokode 8 Del 3 heter det: *"Der eksisterende byggverk skal endres eller påbygges og forskriftene forutsetter at bestemmelser for nye bygg skal legges til grunn kan denne standarden benyttes. Der forutsetningene ligger til rette for det kan påvisningen foretas etter Del 1, jfr. Punkt 6.1(5) i NS-EN 1998-3:2005"*.

Punkt 6.1(5) i standarden sier at dersom konstruksjonen bestående av både nye og eksisterende elementer oppfyller kravene som angis i Eurokode 8 Del 1, kan verifiseringen av kapasitet og utnyttelse utføres i henhold til Del 1 (dette krever imidlertid at eksisterende del av bygget er like godt kjent som om det var et nybygg under prosjektering). I praksis vil det si at dersom konstruksjonen ikke oppfyller kravene i Eurokode 8 Del 1, vil man kunne kontrollere bygningen etter Del 3, med de formidlende omstendigheter som angis der.

Videre angir standarden følgende betingelse: *"Forsterkninger av eksisterende konstruksjoner som ikke har vært utsatt for jordskjelvskaade kan avgrenses til å gjelde ved endringer eller påbygg som endrer lastvirkningen og/eller bæreevnen i en slik grad at sannsynligheten for sammenbrudd ved jordskjelv øker betydelig dersom konstruksjonen ikke forsterkes"*.

I Norge angis kravet til byggets bæreevne ved at det skal kunne tolerere skadeomfang fra jordskjelv av magnitudo Significant Damage (SD), eller oversatt til norsk som betydelig skade. Byggets tilstand ved skadekategori SD defineres som: Konstruksjonselementene kan bære vertikallasten i bygget, men har lite lateral kapasitet igjen (lite lateral stivhet). Ikke-bærende elementer er skadet, konstruksjonen kan fortsatt motstå moderate etter-skjelv og vil sannsynligvis være uøkonomisk å reparere.



Figur 2.3.1: Eksempel på SD skadeomfang (Grøterud and Løset, 2013).

I vurderingen av skadeomfang SD skal Eurokode 8 Del 1 legges til grunn for beregning av jordskjelvlasten, både før og etter ombygging. Skadeomfanget bygget dimensjoneres eller kontrolleres for angir størrelsesordenen for det elastiske responspekteret som benyttes i analysen basert på grunntype, maks grunnakselerasjon og returperioden for jordskjelvet (Romão et al., 2010).

Hva det nasjonale tillegget definerer som betydelig økning i sannsynlighet for kollaps er ikke angitt i Eurokoden. Returperioden for grensetilstanden SD ved jordskjelv er 475 år. Sannsynligheten for overskridelse i løpet av en 50-års periode, ved returperiode på 475 år, er 10 %. Veilederen til dimensjonering for jordskjelv av eksisterende bygninger, utgitt av Rådgivende Ingeniørers Forening (Grøterud og Løset, 2013) (heretter omtalt som RIF), anbefaler at betydelig økning i sannsynligheten for sammenbrudd tolkes som en dobling av sannsynligheten for overskridelse i løpet av en 50-års periode (Grøterud og Løset, 2013). Et skjelv med returperiode på 200 år tilsvarer 22 % sannsynlighet for overskridelse i løpet av 50 år, kontrollert i vedlegg D, og anses som en dobling.

I praksis vil dette bety at endret konstruksjon skal kontrolleres for et skjelv som har 22 % sannsynlighet for å opptre i løpet av en 50 års periode. Dette skjelvet vil ha mindre størrelsesorden enn det skjelvet som har 10 % sannsynlighet for å opptre i løpet av 50 år. RIF fastsetter størrelsen for skjelvet med 22 % sannsynlighet for opptreden i løpet av 50 år ved å multiplisere spissverdien for grunnakselerasjonen, a_{g40HZ} , til et skjelv med 10 % sannsynlighet for opptreden med 0.7. a_{g40HZ} for et skjelv med 10 % sannsynlighet for opptreden er som definert i Eurokode 8 Del 1, se figur 2.2.1 i denne rapporten.

Prosedyren for vurderingen blir som følger:

- Eksisterende konstruksjon har en utnyttelsesgrad X_1 for bærekonstruksjonen belastet med seismisk last, der spissverdien for berggrunnens akselerasjon a_{g40HZ} multipliseres med 1.0.
- Endret konstruksjon har en utnyttelses grad X_2 for bærekonstruksjonen, der a_{g40HZ} multipliseres med 0.7.

Dersom $X_2 \leq X_1$ vil endringen av konstruksjonen ikke føre til en betydelig økning i sannsynligheten for sammenbrudd (Grøterud and Løset, 2013).

For analysen i det numeriske eksempelet vil spissverdien for berggrunnens akselerasjon (a_{g40Hz}) multipliseres med faktoren 0.7, som tilsvarer en returperiode på 200 år i henhold til veileder fra RIF. Reduksjonen forutsetter god regularitet i oppriss og plan. Dersom dette ikke er tilfelle bør multiplikasjonsfaktoren til a_{g40Hz} settes mellom 0.7 og 1.0, høyere ved mindre grad av regularitet. Dette er ikke gjeldende for GOB da regulariteten er bevart, se vedlegg A.

Som en parameterstudie vil analysen av GOB kjøres der q-faktoren endres for å observere virkningen. Det samme gjelder for skaleringsfaktoren 0.7 etter endring av konstruksjonen, der

den sammenlignes med 1.0 før endring av konstruksjonen. Se kapittel 3.4.1 for valgte q -verdier og kapittel 4 og 5 for analyse og resultat.

Der forsterkning av bærestrukturen er nødvendig, kan Eurokode 8 Del 3 kun anvendes for konstruksjoner som prosjekteres i duktilitetsklasse DCM (medium) eller DCH (høy). I Norge prosjekteres vanligvis ikke bygg for DCH, DCM vil derimot være mer aktuelt for prosjekteringen av bæreevne. Grad av duktilitet (lav, medium, høy) legger forutsetninger for hvor mye energi som skal absorberes og hvor store deformasjoner bygget, og spesielt knutepunkt, skal tåle. Det er derfor viktig å ha kunnskap om hvordan opptredende spenninger fordeles i knutepunkt og hvordan utformingen av både nye og eksisterende bærekonstruksjon påvirker disse. Dette er igjen en av forutsetningene ved prosjektering i DCM.

Eurokode 8 Del 3 kapittel 3 angir krav til informasjon og kunnskap vedrørende konstruksjonselementene til bygget som skal vurderes. For bygningen som er analysert i kapittel 4 og 5 foreligger eksisterende prosjekteringstegninger med detaljtegninger. Et utvalg av tegningene er vedlagt i vedlegg A. Tilgjengelig informasjon for GOB defineres i klasse 3, der alle analyser som oppgis i standarden kan benyttes og sikkerhetsfaktoren angis som $CF_{KL3} = 1.00$, se påfølgende figur:

Table 3.1: Knowledge levels and corresponding methods of analysis (LF: Lateral Force procedure, MRS: Modal Response Spectrum analysis) and confidence factors (CF).

Knowledge Level	Geometry	Details	Materials	Analysis	CF
KL1	From original outline construction drawings with sample visual survey <i>or</i> from full survey	Simulated design in accordance with relevant practice <i>and</i> from limited <i>in-situ</i> inspection	Default values in accordance with standards of the time of construction <i>and</i> from limited <i>in-situ</i> testing	LF-MRS	CF_{KL1}
KL2		From incomplete original detailed construction drawings with limited <i>in-situ</i> inspection <i>or</i> from extended <i>in-situ</i> inspection	From original design specifications with limited <i>in-situ</i> testing <i>or</i> from extended <i>in-situ</i> testing	All	CF_{KL2}
KL3		From original detailed construction drawings with limited <i>in-situ</i> inspection <i>or</i> from comprehensive <i>in-situ</i> inspection	From original test reports with limited <i>in-situ</i> testing <i>or</i> from comprehensive <i>in-situ</i> testing	All	CF_{KL3}

NOTE The values ascribed to the confidence factors to be used in a country may be found in its National Annex. The recommended values are $CF_{KL1} = 1,35$, $CF_{KL2} = 1,20$ and $CF_{KL3} = 1,00$.

Tabell 2.3.1: Tabell 3.1 Kunnskapsnivå, Eurokode 8 Del 3 (CEN, 2013).

Effekten av kunnskapsnivået (KL) og skadeomfang som det prosjekteres for er ikke studert i denne rapporten. I studier utført av (Romão et al., 2010, Manfredi et al., 2008) (se figur 2.3.2, 2.3.3, 2.3.4 og 2.3.5) er det vist at utnyttelsesforholdet $\frac{D}{C}$ for betongkonstruksjoner ikke påvirkes i stor grad av hvilken KL som defineres for det skadeomfanget som betraktes i denne rapporten (SD).

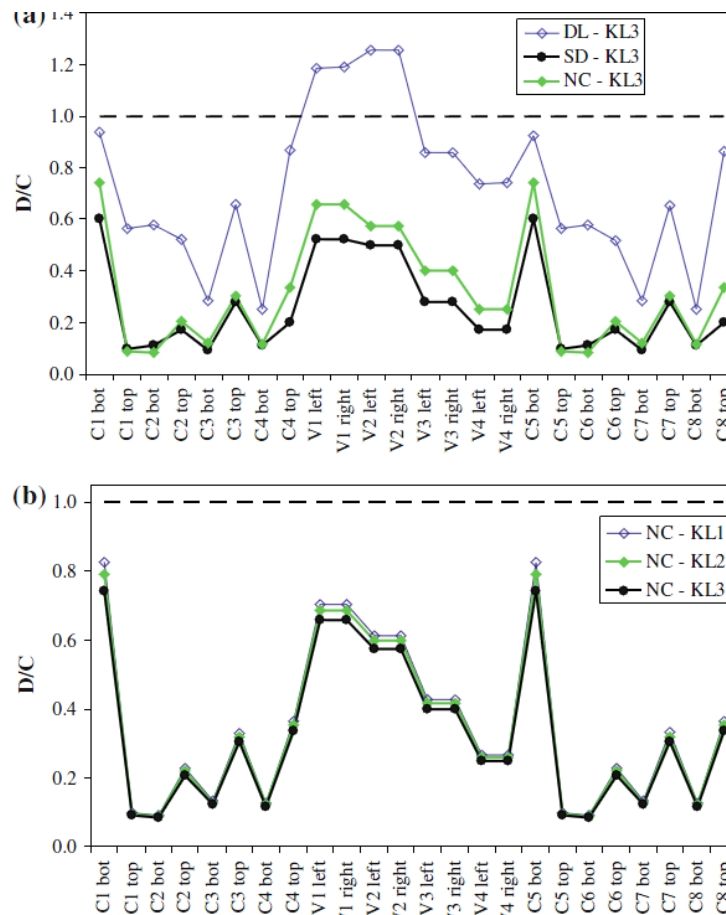


Fig. 5 Safety assessment results of frame TF1 considering pushover analysis, for a the three chord rotation LSs and KL3 and for b the NC chord rotation LS considering three KLs

Figur 2.3.2: Utnyttelsesgrad D/C i relasjon til KL3 ved skadeomfang NC (Romão et al., 2010).

Grafene fra Romão et al., 2010 viser hvordan $\frac{D}{C}$ forholdet angitt på y-aksen, påvirkes av KL for et bygg bestående av betongsøyler (C) og betongvegger (V) angitt på x-aksen, ved dimensjonering for følgende skadeomfang:

- Begrenset (Damage Limitation, DL), konstruksjonen trenger ikke reparasjon, bærellementene har ikke redusert stivhet eller bæreevne, og ingen plastisk deformasjon.
- Betydelig (Significant Damage, SD), som nevnt tidligere i kapitlet.
- Sammenbrudd (Near Collapse, NC), konstruksjonen er nær sammenbrudd med lav horisontal stivhet og bæreevne. Konstruksjonens bæresystem har plastiske

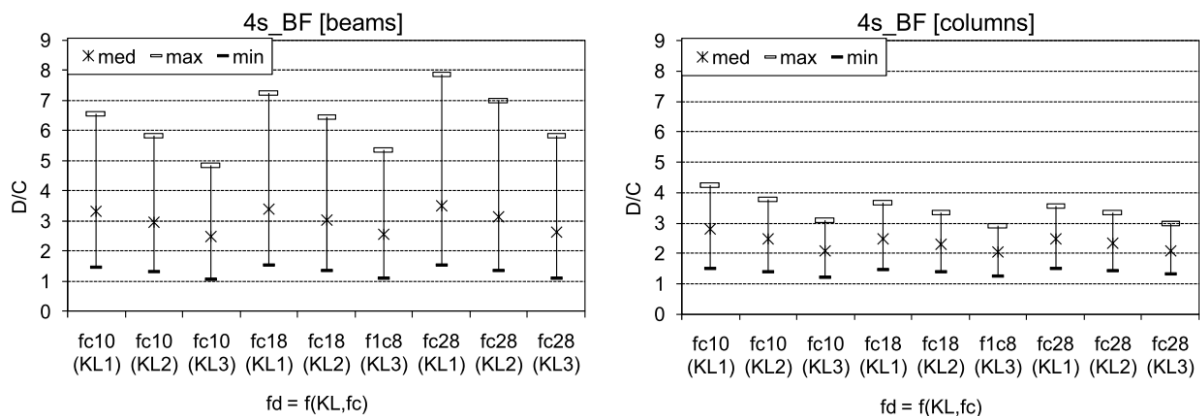
deformasjoner og vil sannsynligvis ikke kunne motstå et nytt skjelv, selv om det er av lavere størrelsesorden.

Table 2 Average increase in capacity of the several LSs by increasing the KL

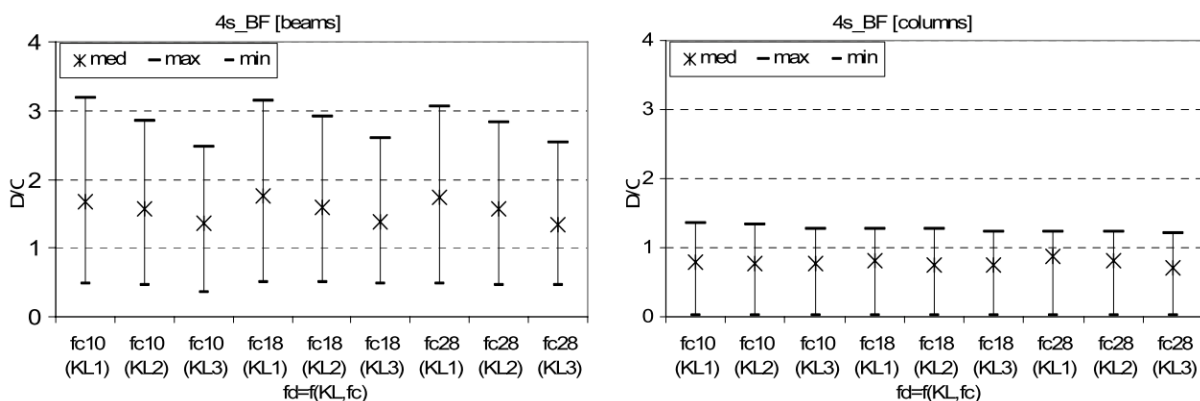
	DL (%)	SD (%)	NC (%)	V (%)
KL1 to KL2	8	3	3	10
KL2 to KL3	14	5	5	17
KL1 to KL3	24	9	9	29

Figur 2.3.3: Prosentvis differanse for kapasiteten til primære bæreelementer for forskjellige skadeomfang og kunnskapsnivå (Romão et al., 2010).

Figur 2.3.3 viser tabell fra Romão et al., 2010 der gjennomsnittlig prosentvis økning i kapasitet for de primære bærende elementene i konstruksjonen ved skadebegrensning DL, SD og NC basert på KL. Fra KL 1 til KL 3 økes den gjennomsnittlige kapasiteten for veggene og søylene med 9 % for skadebegrensning SD. Studie utført av (Manfredi et al., 2008) viser de samme tendensene for betongbjelker og betongsøyler i lineære og ikke-lineære statiske analyser utført i henhold til Eurokode 8 Del 1 og 3.



Figur 2.3.4: Utnyttelsesgrad D/C for KL 1-3 ved lineær statisk analyse for betongbjelker og søyler (Manfredi et al., 2008).



Figur 2.3.5: Utnyttelsesgrad D/C for KL 1-3 ved ikke-lineær statisk analyse for betongbjelker og søyler (Manfredi et al., 2008).

Figur 2.3.4 og 2.3.5 viser $\frac{D}{C}$ forholdet angitt på y-aksen plottet for betongbjelker of søyler med tre forskjellige fasthetsklasser; f_{c10} , f_{c18} og f_{c28} for de tre kunnskapsnivåene KL1, KL2 og KL3.

For både ikke-lineære og lineære analyser i duktile og sprø elementer skal materialparametere divideres med sikkerhetsfaktoren, se tabell 2.3.2 under.

Table 4.3: Values of material properties and criteria for analysis and safety verifications.

	Linear Model (LM)		Nonlinear Model		g-factor approach	
	Demand	Capacity	Demand	Capacity	Demand	Capacity
Type of element or mechanism (e/m)	Ductile	Acceptability of Linear Model (for checking of $\rho_i = D_i/C_i$ values): From analysis. Use mean values of properties in model.	In terms of strength. Use mean values of properties.	From analysis. Use mean values of properties in model.	In terms of strength. Use mean values of properties divided by CF and by partial factor.	From analysis.
		Verifications (if LM accepted): From analysis.	In terms of deformation. Use mean values of properties divided by CF.			
Type of element or mechanism (e/m)	Brittle	Verifications (if LM accepted): If $\rho_i \leq 1$: from analysis. If $\rho_i > 1$: from equilibrium with strength of ductile e/m. Use mean values of properties multiplied by CF.	In terms of strength. Use mean values of properties divided by CF and by partial factor.	From analysis. Use mean values of properties in model.	In terms of strength. Use mean values of properties divided by CF and by partial factor.	In accordance with the properties relevant Section of EN1998-1: 2004.

Tabell 2.3.2: Verdier for materialparametere og kriterier for analysen, Eurokode 8 Del 3 (CEN, 2013).

I det numeriske eksemplet som studeres i denne rapporten vil ikke dette påvirke resultatet, ettersom kunnskapsnivået er forenlig med kravene til nivå 3.

Kapittel 5 i standarden angir metoder for hvordan konstruksjonen kan forsterkes, dersom konstruksjonen må forsterkes. For denne rapporten, og den numeriske analysen i kapittel 4, er det ønskelig å utføre konstruksjonsmessige endringer, slik at ekstra forsterkning av det bærende systemet utover de endringer som foretas ikke blir nødvendig.

Analyse der jordskjelvsbelastningen simuleres ved svingeforanalyse skal utføres ved bruk av det elastiske responsspekteret eller ved det dimensjonerende spekteret, som angitt i kapittel

2.2. Jordskjelvlasten skal kombineres med permanente og variable laster som definert i Eurokode 8 Del 1, se kapittel 3.4 og vedlegg C i denne rapporten.

For lineære analyser av jordskjelvkapasitet for eksisterende bygninger skal forholdet ρ , mellom belastning fra bøyemoment D og tilhørende kapasitet C for primære bæreelementer der det forventes at plastisitet kan oppstå, være jevnt fordelt i konstruksjonen (se tabell 2.3.2). Det nasjonale tillegget angir begrensningen til fordelingen; $\frac{\rho_{max}}{\rho_{min}} < 2.5$. Begrensningen betyr at dersom konstruksjonen går fra det elastiske- til det plastiske området ved jordskjelvsbelastning, med en antatt jevn fordeling av plastiske nødvendigheter i bygget (uttrykt med ρ forholdet), vil deformasjonsantagelsene ved en lineær analyse være tilnærmet korrekte (Romão et al., 2010).

Forøvrig følges prosedyre beskrevet i Eurokode 8 Del 1, se kapittel 2.2 i denne rapporten.

2.4 Pele-jord interaksjon og pelestivhet

Konstruksjoner plassert på peler som belastes med horisontal last eller moment (treghetskrefter) i topp, eller utsettes av vertikalt rettede S-bølger (kinematisk belastning i form av skjærbølger) vil få horisontale forskyvninger som overføres til konstruksjonen. Forskyvningen vil dermed være del av responsen til konstruksjonen som følger av jordskjelvlast. Peler er som regel plassert i jord. Jorden og dens parametere vil påvirke overføringen av forskyvningene i grunnen fra skjærbølgene til pelene. Dersom konstruksjonen står på flere peler (pelegruppe) vil pelene innad i gruppen påvirke forskyvningen til hverandre. Makris og Gazetas (1992), har i sin studie presentert en tre-steps metode for å inkludere bidraget fra jord-pele- og pele-pele interaksjonen i responsen. Ved å implementere teorien kan man dermed gi en mer korrekt antagelse av responsen for konstruksjoner som står i sin helet, eller delvis, på peler.

Et tilnærmet bidrag fra dempningen i jorden kan modelleres som frekvensavhengige fordelte fjærdempere og svingnings- eller vibrasjonsdempere og kan beregnes som følger (Makris and Gazetas, 1992):

$$k_x \approx 1 * 2E_S \quad (2.4.1)$$

$$c_x \approx 6a_0^{-1/4} \rho_s V_s d + 2\beta_s \frac{k_x}{\omega} \quad (2.4.2)$$

$$a_0 = \frac{\omega d}{V_s} \quad (2.4.1)$$

Der k_x er fjærdempere med tilnærmet stivhet lik det dobbelte av jordens elastisitetsmodul E_S . c_x er svingnings- eller vibrasjonsdempere som bestemmes av skjærbølg hastigheten, V_s ,

dempingsforholdet, β_s og massetettheten, ρ_s , til jorden. d er diameteren av pelen eller pelene som betraktes og ω er frekvensen.

De tre stegene som presenteres i artikkelen er vist med følgende figurer, der fordelingen av dempningen fra jord-pele interaksjonen er vist for henholdsvis treghets- og kinematiske laster:

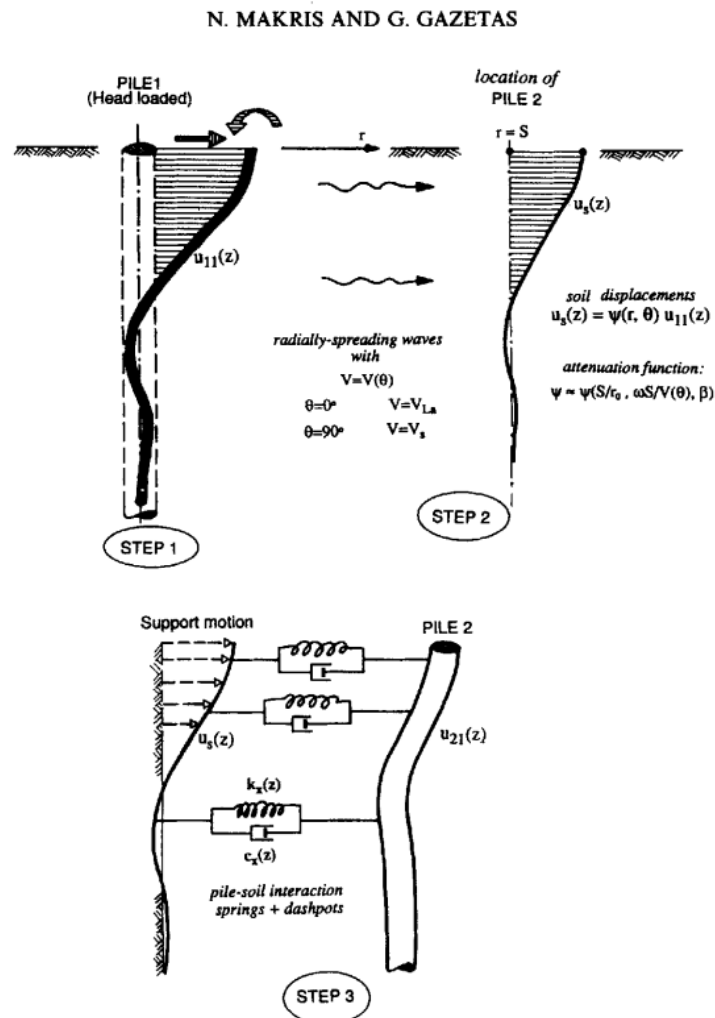


Figure 1. Schematic illustration of the developed 3-step procedure for computing the influence of PILE 1, deforming under harmonic lateral head loading, upon the adjacent PILE 2

Figur 2.4.1: 3 stegs metode for å fordele og beregne jord-pele og pele-pele interaksjon med belastning av treghetskrefter (Makris and Gazetas, 1992).

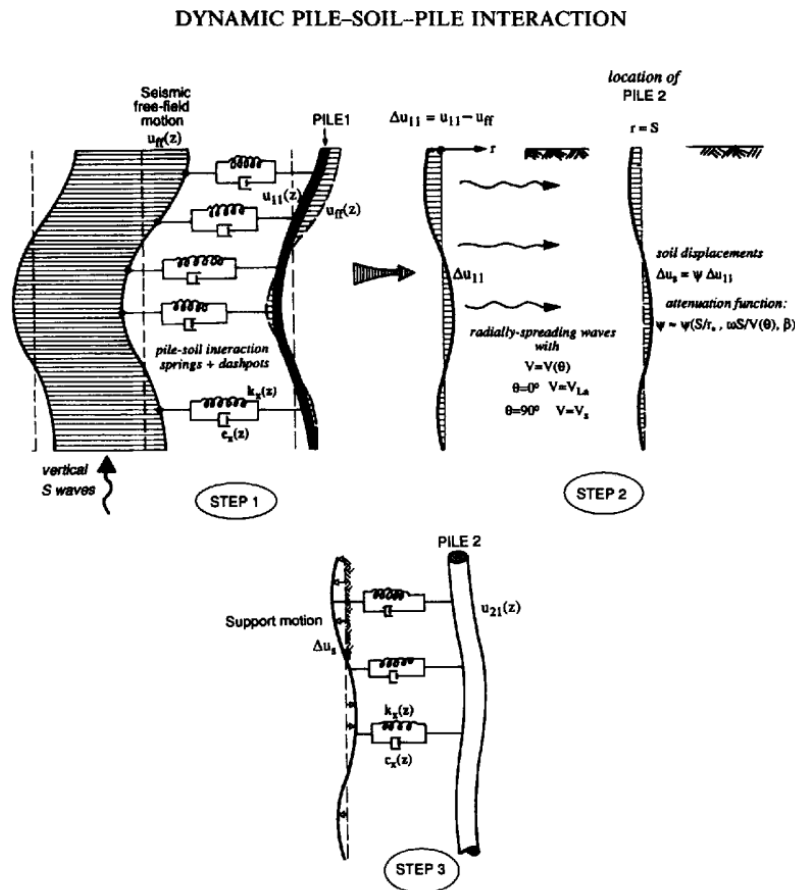


Figure 2. Schematic illustration of the developed 3-step procedure for computing the influence of PILE 1, deforming under seismic-type excitation, upon the adjacent PILE 2

Figur 2.4.2: 3 steps metode for å fordele og beregne jord-pele og pele-pele interaksjon med kinematisk last (Makris and Gazetas, 1992).

Det konkluderes i studien utført av Makris og Gazetas (1992), at pel-pel interaksjonen ved seismisk eksitasjon (belastning ved hovedsakelig S-bølger) er så små i homogene konstruksjoner at de kan neglisjeres. Pel-jord interaksjonen vil derimot fortsatt være viktig å medregne. Det anbefales å lese studien av Makris og Gazetas (1992) dersom en skal modellere og beregne dempningen fra jorden. I tillegg anbefales det å lese en artikkel av (Fan et al., 1991), dersom oppførselen til peler i jord skal inkluderes i analysen. Artikkelen presenterer numerisk studie av enkeltpeler og pelegrupper som belastes med harmoniske S-bølger. Resultatene i studien utført av (Fan et al., 1991), er forenelige med de presentert av Makris og Gazetas. I tillegg kan artikkelen skrevet av (Bhattacharya og Shadlou, 2014) studeres dersom jordlagene variere over pelehøyden.

I programmet som er benyttet har det ikke vært mulig å representere jord-pele interaksjonen på en korrekt måte. Den modellerte presentasjonen av opplegget for peler og fundamenter deles inn i to kategorier: Direkte på grunnfjell, med en gjennomsnittslengde l_p lik 8m til grunnfjell og diameter $d_p = 1.3m$. Parameterne i punktopleggene vil være stivhet mot forskyvning vertikalt og lateralt i pelens lengderetning (lokal z -retning). For å komme frem til korrekte antagelser for stivhetsparameterne velges det verdier som utgangspunkt. Verdiene

benyttes deretter som input i modellen, og analyseres for å identifisere tilhørende forskyvninger i oppleggspunktene. Stivhetsparameterne revurderes og en bedre tilnærming til verdiene antas. Denne iterasjonsprosessen gjentas inntil resultatene er tilfredsstillende for gjeldende konstruksjon og formål. Et utvalg av de forskyvningene, med tilhørende oppleggsstivhet, som er beregnet i FEM-Design er presentert i vedlegg E.

Punktopplegg i krysningen mellom akse A-1, E-1, B-13 og D-13 ble benyttet for registreringen av forskyvning. For linjeoppleggene ble akse A i nordenden og akse 14 benyttet. Horisontale forskyvninger er beregnet med seismisk belastning ved dimensjonerende spekter i grunntype B og q -faktor lik 1.5. Den vertikale forskyvningen er beregnet fra maks bruddlast. Forskyvningene ble som følger:

	A-1 [mm]	E-1 [mm]	B-13 [mm]	D-13 [mm]	A [mm]	14 [mm]
Δ_x	0.476	0.396	0.241	0.247	0.243	0.196
Δ_y	0.947	0.949	0.209	0.204	-	-
Δ_z	0.152	0.199	0.762	0.789	0.039	0.068

Tabell 2.4.1: Registrerte forskyvninger i FEM-Design ved utvalgte opplegg.

Ved å vurdere opptredende forskyvninger i konstruksjonens fundament, er følgende verdier valgt som stivhetsparametere i punktoppleggene som skal simulere pelene:

Forskyvningsstivheter til punktopplegg i FEM-Design for pelar	
$F_{p,x} = 5.0 * 10^4 \frac{kN}{m}$	Lokal x -retning
$F_{p,y} = 5.0 * 10^4 \frac{kN}{m}$	Lokal y -retning
$F_{p,z} = 3.0 * 10^6 \frac{kN}{m}$	Lokal z -retning
Fri	Rotasjon

Tabell 2.4.2: Forskyvningsstivheter for punktopplegg i det lokale aksesystemet for pelar.

Årsaken til at stivheten i lokal og global **z**-retning er større enn i lateral retning er at pelene er plassert direkte på grunnfjell og vil dermed ikke ha like stor forskyvning vertikalt som horisontalt. Rotasjon av peletoppene ansees som fri.

Fundamentene i nord-enden av bygget er satt direkte på fjell. For slike fundamenter vil det være fornuftig å anta minimale forskyvninger i forhold til grunnen. Følgende forskyvningsstivheter er valgt:

Valgte forskyvningsstivheter til stripefundament, fundamentert på grunnfjell	
$F_{l,x} = 1.5 * 10^5 \frac{kN}{m} * \frac{1}{m}$	Lokal x -retning
Fri	Lokal y -retning
$F_{l,z} = 3.0 * 10^6 \frac{kN}{m} * \frac{1}{m}$	Lokal z -retning
Fri	Rotasjon

Tabell 2.4.3: Forskyvningsstivheter for linjeopplegg og punktopplegg i det lokale aksesystemet for fundamenter på grunnfjell.

$F_{l,x}$ er stivheten i det lokale aksesystemet parallelt med veggens lengderetning. Opplegget modellers slik at den kun tar opp horisontale krefter i lengderetningen.

Det er viktig å presisere at selv om denne rapporten ikke inkluderer dempning fra jord-pele- og jord-konstruksjonsinteraksjon er dette en viktig effekt som ofte vil redusere forskyvningene og dermed belastningen i konstruksjonen (Makris and Gazetas, 1992). Bidraget fra dempningen i jorden kan potensielt være større enn bidraget fra dempningen i selve konstruksjonen, følgelig vil resultatene som presenteres i analysekapitlene være konservative. Ved sammenligning mellom resultater, der jordparameterne og fundamenteringsforholdene ikke endres, vil trendene som vises fortsatt være gyldige. Det samme gjelder for endringen i resultatene, selv om angitt numerisk verdi for resultatene i seg selv ikke nødvendigvis er korrekte.

3. Gamle Odontologiske Bygg



Figur 3.1: Frontfasade Gamle Odontologiske Bygg Bergen (Foto: Google Earth).

Gamle Odontologiske Bygg er plassert i Årstadveien 17, Bergen. Bygget er eid av Universitetet i Bergen (UiB) og er per september 2014 ikke mulig å benytte, da bygget er stengt på grunn av store forekomster av asbest i fasade- og tak-element. Bygget består av en etasje under bakkenivå og fem etasjer over. Bæresystemet består av plasstøpte elementer som heis- og trappesjakter, dekker og dekkebjelker, veggskiver og stålsøyler.

UiB har ytret ønske om at en omfattende rehabilitering skal finne sted, der eksisterende bæresystem bevares og benyttes i nybygget. Dette fører til at Eurokode 8 Del 3 gjøres gjeldende, og må undersøkes for toleransekrav vedrørende jordskjelvsdimensjonering for eksisterende bygg.

I tillegg til en generell rehabilitering der alt, for uten bæresystem rives og bygges opp igjen, ønsker UiB å effektivisere arealbruken i bygget etter dagens normer. Som følger av dette skal det undersøkes hvor vidt det er mulighet for å endre stivhetssystemet og omplassere betong-kjernene (heis- og trappe-sjakter) i bygget. Videre skal det sees på hvordan belastningen av det eksisterende bæresystemet endres ved å bygge på en til to etasjer, samtidig som at bygget heves til dagens standard.

Følgende endringer av bygget skal studeres:

- Utbygging av to ekstra etasjer over eksisterende. Plassering av eksisterende stive kjerner beholdes.
- Heis- og trappesjakter i sørenden omplasseres ved at eksisterende rives og ny føres opp i tillegg til påbygging av to ekstra etasjer.

Disse endringene, i tillegg til bruksendring, representerer de mest aktuelle ombygginger som utføres for eksisterende bygg.

Rapporten vil analysere ombyggingen som er ønsket av UiB for så og se på endringer i spenningsfordelingen i vertikale stive skiver, grunnskjær og forskyvninger i bygget.

3.1 FEM-Design

Programvaren som er benyttet i analysen er StruSoft sitt finite element program; FEM-Design.

Analysemetodene som er benyttet i modellen er en lineær svingeforanalyse, som baserer seg på strukturens respons fra svingeformer aktivert av bevegelser i grunnen, der responspektrum representerer den seismiske lasten. For lineær dynamisk analyse i FEM-Design benyttes metoden presentert i kapittel 1.1 formel 1.4 for å fremstille konstruksjonens egenfrekvenser i en udempet og ubelastet situasjon, ved hjelp av Lanczos algoritme (Cook et al., 2001).

3.1.1 Skallelement

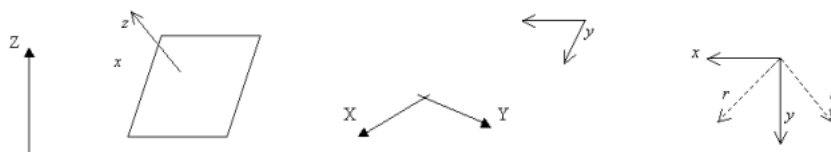
Modelleringen av dekker og veggskiver i FEM-Design utføres med 3D skallelementer. Skallelementet er et isoperimetrisk, tykt element med seks eller åtte noder som benyttes til å modellere romlige modeller og beregne forskyvning i- og perpendikulært til planet med tilhørende interne krefter.

Elementet har seks frihetsgrader per node, forskyvning (\mathbf{u} , \mathbf{v} , og \mathbf{w}) og rotasjon (φ_X , φ_Y og φ_Z), der \mathbf{X} , \mathbf{Y} og \mathbf{Z} referer til det globale aksesystemet.

For å unngå problemer ved numeriske utgreninger som shear-lock og membrane locking (Cook et al., 2001), har alle skallelementene (foruten det med åtte noder) en niende node plassert sentrisk i elementet som ikke er synlig i modellen men som håndterer den såkalte boble-effekten ved interpolering (Strusoft, 2010).

Bruken av elementet krever tre forskjellige aksesystem, der;

- Node koordinater, enkelte laster og node forskyvninger defineres i det globale \mathbf{X} , \mathbf{Y} og \mathbf{Z} systemet.
- Interne krefter defineres i det lokale \mathbf{x} , \mathbf{y} og \mathbf{z} systemet, der \mathbf{z} er den normale retningen for regionen.
- Og ortotropi er definert med \mathbf{r} , \mathbf{s} og \mathbf{z} som hovedretninger.



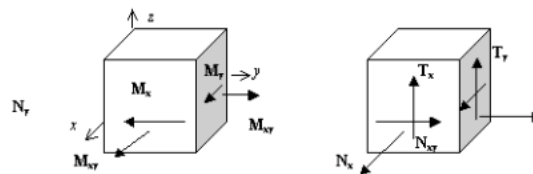
Figur 3.1.1.1: Aksesystem for skallelementer i FEM-Design (Strusoft, 2010).

Dersom det benyttes ortotropisk materiale er det \mathbf{r} og \mathbf{s} akser i senterplanet, som definerer hovedretningene. Forholdet mellom deformasjoner og spenninger i materialet følger Hooke's lov (Cook and Young, 1998).

Laster som medregnes for skallelementet er:

- Gravitasjonslaster.
- Laster og moment i et punkt, vilkårlig plassert på elementet.
- Lineært varierende linjelast.
- Lineært varierende areallast (trykk).
- Termisk belastning.
- Oppleggs-krefter ved stive og myke linje-, overflate- og punktopplegg.

Resultatene skallelementet produserer; forskyvning og rotasjon i det globale ($\mathbf{X}, \mathbf{Y}, \mathbf{Z}$) aksesystemet, samt åtte interne krefter- og fem spenningskoordinater i det lokale ($\mathbf{x}, \mathbf{y}, \mathbf{z}$) koordinatsystemet illustrert slik (Strusoft, 2010):



Figur 3.1.1.2: Beregnede interne krefter for skallelement i FEM-Design (Strusoft, 2010).

Der M_x og M_y er bøyemomenter, M_y torsjonsmomentet, T_x og T_y er normale skjærkrefter og N_x , N_y og N_{xy} er membrankrefter.

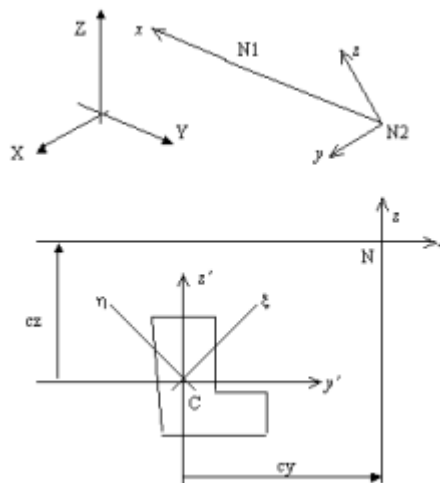
3.1.2 3D Bjelkeelement

Bjelkeelementet er et element med to noder og en rett akselinje. Hver node har seks frihetsgrader; forskyvning (\mathbf{u} , \mathbf{v} og \mathbf{w}) og rotasjon (φ_x , φ_y og φ_z) i det globale $\mathbf{X}, \mathbf{Y}, \mathbf{Z}$ koordinatsystemet. FEM-Design benytter Timoshenko's bjelketeorem for bjelkeelementene som gjør det mulig å kalkulere skjærdeformasjonene i elementet. Interpolasjon av forskyvningene og rotasjonene implementeres ved tredjeordens polynomer.

Bruken av elementet krever fire forskjellige kartesiske koordinatsystem, der:

- Nodekoordinater, enkelte laster og nodeforskyvninger defineres i det globale \mathbf{X}, \mathbf{Y} og \mathbf{Z} systemet.
- Det lokale aksesystemet, $\mathbf{x}, \mathbf{y}, \mathbf{z}$, er sentrert i nodene der \mathbf{x} -aksen er parallell med akselinjen og \mathbf{y} og \mathbf{z} definerer tverrsnittet til bjelkeelementet.
- De interne kreftene defineres i $\mathbf{x}', \mathbf{y}', \mathbf{z}'$ aksesystemet med origo i tyngdesenteret, som er parallellt med henholdsvis $\mathbf{x}, \mathbf{y}, \mathbf{z}$.

- I tverrsnittets plan definerer \mathbf{x} og \mathbf{h} aksene tverrsnittets hovedretninger (sentrert i tverrsnittets tyngdepunkt).



Figur 3.1.2.1: Aksestystem for 3D Bjelkeelementer i FEM-Design (Strusoft, 2010).

Laster som medregnes i 3D bjelke-elementet er:

- Gravitasjonslaster.
- Laster og moment i et punkt, vilkårlig plassert på elementet.
- Lineært varierende linjelast.
- Termisk belastning.
- Bevegelse ved stive og myke punktopplegg.

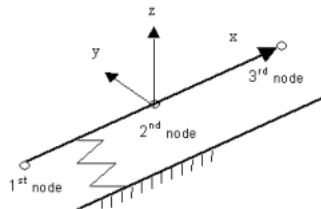
Bjelkeelementet gjengir følgende resultater; forskyvninger og rotasjoner i det globale (\mathbf{X} , \mathbf{Y} , \mathbf{Z}) koordinatsystemet, seks interne krefter i det lokale (\mathbf{x}' , \mathbf{y}' , \mathbf{z}') koordinatsystemet (med origo i tverrsnittets tyngdesenter), bøyemomenter (M_y og M_z), torsjonsmomenter (M_x), skjærkrefter (V_y og V_z) og aksiallast (N_z).

3.1.3 Oppleggselementer

Punktopplegget er et elastisk opplegg med seks frihetsgrader i det lokale (\mathbf{x} , \mathbf{y} , \mathbf{z}) aksestystemet. Generelt defineres det med 3-3 stivhet mot forskyvning og rotasjon. Opplegget kan modelleres med den forutsetning at det ikke skal kunne motstå strekk, dersom en ikke-lineær analyse skal kjøres. Dersom opplegget modelleres fast innspent, modifierer FEM-Design stivhetskoeffisientene og erstatter de med passende verdier i beregningen for å unngå numeriske problemer.

Elementet kan belastes med forskyvning, men må da kunne motstå trykk og strekk. Resultatene opplegget presenterer er reaksjonskrefter og momenter i elementets lokale koordinatsystem.

Linjeopplegget modelleres som et romlig elastisk opplegg plassert langs en linje, med seks frihetsgrader per node. Elementet er isotropisk og har tre noder tilpasset et overflate-element. Frihetsgradene i nodene er forskyvning (\mathbf{u} , \mathbf{v} , \mathbf{w}) og rotasjon (φ_x , φ_y , φ_z) i det lokale aksesystemet. Dersom en utfører ikke-lineær analyse kan opplegget modelleres slik at det kun motstår strekk. Ved uendelig stive opplegg vil FEM-Design, i liket som for punktopplegget, modifisere stivhetskoeffisientene for å unngå problemer ved numerisk beregning. 3D elementet kan defineres med 3-3 stivhet mot bevegelse og rotasjon, som er konstant langs oppleggslinjen.



Figur 3.1.3.1: Linjeopplegg i FEM-Design (Strusoft, 2010).

I likhet med punktopplegget kan linjeopplegget belastes ved bevegelse langs linjen, men bare dersom det er satt til å motstå både trykk- og strekkrefter. Resultatene for opplegget presenteres som reaksjonskrefter og momenter fordelt langs elementets lengde.

3.1.4 Ikke-lineær stivhet for opplegg og P- Δ effekt

Ved horisontal belastning fordelt over konstruksjonens høyde vil det oppstå moment på fundamentnivå om byggets globale \mathbf{X} - og \mathbf{Y} -akse. Normalt sett fordeles momentet i trykk- og strekkpar som overføres fra fundamentene til grunnen. For GOB, der fundamenteringen består delvis av peler plassert på fjell, vil dette momentet opptas i form av trykk og strekk i pelene. Det samme gjelder for linjeoppleggene der lasten fordeles som trykk og strekk over lengden på opplegget. Det ønskes å se på hvordan endringen i oppleggenes stivhet påvirker spenningsfordelingen i veggenelementene over, fordi det er usikkert hvordan utformingen til forankringen av pelene og veggfundamentene er utført for GOB. For å studere effekten kjøres analysen for bygget der oppleggene er definert for og ikke ta opp strekkrefter. For ikke å belaste oppleggene for strekk benytter FEM-Design en iterasjonsprosess der belastningen fra lasttilfellet påføres konstruksjonen. Deretter reduseres stivheten i opplegget for strekk og lastene omfordes. Denne prosessen gjentas til opplegget ikke har opptredende strekkrefter. Resultatet er en omfordeling av lasten i konstruksjonen, der oppleggene kun belastes for trykkrefter som motstår hvelvingsmomentet.

Metoden FEM-Design benytter starter ved at vegg- og peleelementene modelleres med punkt-, linje og arealopplegg som ikke tar opp strekkrefter defineres deretter. Ved hjelp av iterasjonsprosess identifiserer programmet forholdet mellom last og forskyvning i en ikke-lineær fordeling. Første steg i prosessen er å kjøre analysen av konstruksjonen med de lastkombinasjoner som er definert der det kontrolleres om det oppstår strekkrefter i de opplegg som ikke skal ta opp slike krefter. Der strekk opptrer, reduseres stivhet for strekk og analysen

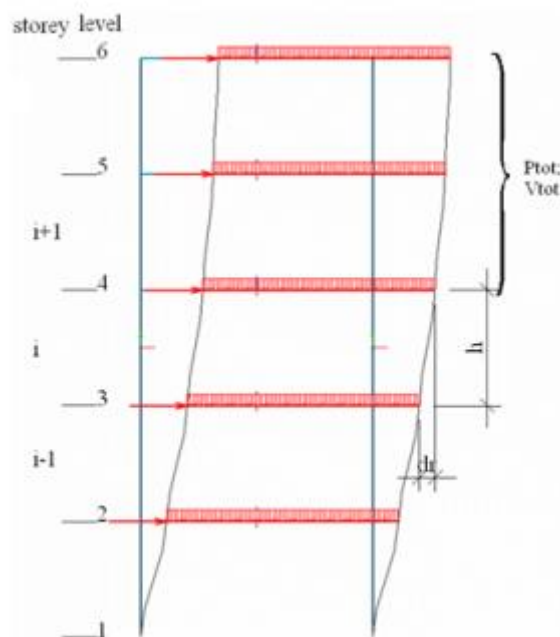
utføres på nytt. Denne prosessen, der stivheten mot strekk reduseres, gjentas helt til det ikke eksisterer strekk i oppleggene. Analysen der denne betraktningen inkluderes er presentert i kapittel 4 og 5 der den sammenlignes med opplegg som inkluderer både strekk og trykk.

Den horisontale forskyvningen av massen i en etasje ved jordskjelv genererer i tillegg et moment for konstruksjonen. Andreordensoppførselen kalles ofte P-delta effekten fordi tillegget fra hvelvingsmomentet i bygget er lik etasjevekten P multiplisert med tilhørende horisontalforskyvning, Δ , for etasjen.

Andre ordens effekter ($P\text{-}\Delta$) inkluderes i den seismiske analysen i FEM-Design i henhold til Eurokode 8 Del 1. Sensitivitetsfaktoren for forskyvninger mellom etasjer, θ , beregnes etter:

$$\theta = \frac{P_{tot} * d_r}{V_{tot} * h} \quad (3.1.1)$$

Der P_{tot} er den totale gravitasjonslasten ved og over etasjen som vurderes i den seismiske situasjonen, V_{tot} er den totale seismiske skjærkraften i etasjen, h er etasjehøyden og d_r er den dimensjonerende forskyvningen mellom etasjene, som vist på figuren under:



Figur 3.1.4.1: Parametere i sensitivitetsfaktoren, andre ordens effekter i FEM-Design (Strusoft, 2010)

Dersom $0.1 < \theta \leq 0.2$ kan virkningen inkluderes ved en tilnærming der de seismiske lastvirkningene multipliseres med en faktor lik $\frac{1}{1-\theta}$. I de tilfeller der θ er mindre enn 0.1 i samtlige etasjer kan, i følge Eurokode 8 Del 1, de andre ordens effekter neglisjeres. Øvre begrensning av θ setter til 0.3. Dersom en ønsker og inkluderer andre ordens effekt, uavhengig av unnlattelseskriteriet, kan den seismiske lastvirkningen for konstruksjonen som betraktes justeres ved å multiplisere grunnakselerasjonen med en tilpasset faktor for gjeldende sensitivitetsfaktor.

Sensitivitetsfaktoren er beregnet for de konstruksjonene som studeres her og presenteres i kapittel 4 og 5, P-delta effekten er inkludert i de lineære responsspektrumanalysene som utføres.

3.1.5 Elementnett

FEM-Design deler inn i elementnettet med minimum antall inndelinger og gjennomsnittlig størrelse som input, inndelingen blir en balansert blanding mellom de to. Regionen som nettet skal genereres i velges og deretter deles den inn i sub-regioner der en fler-faset nettgenerering utføres.

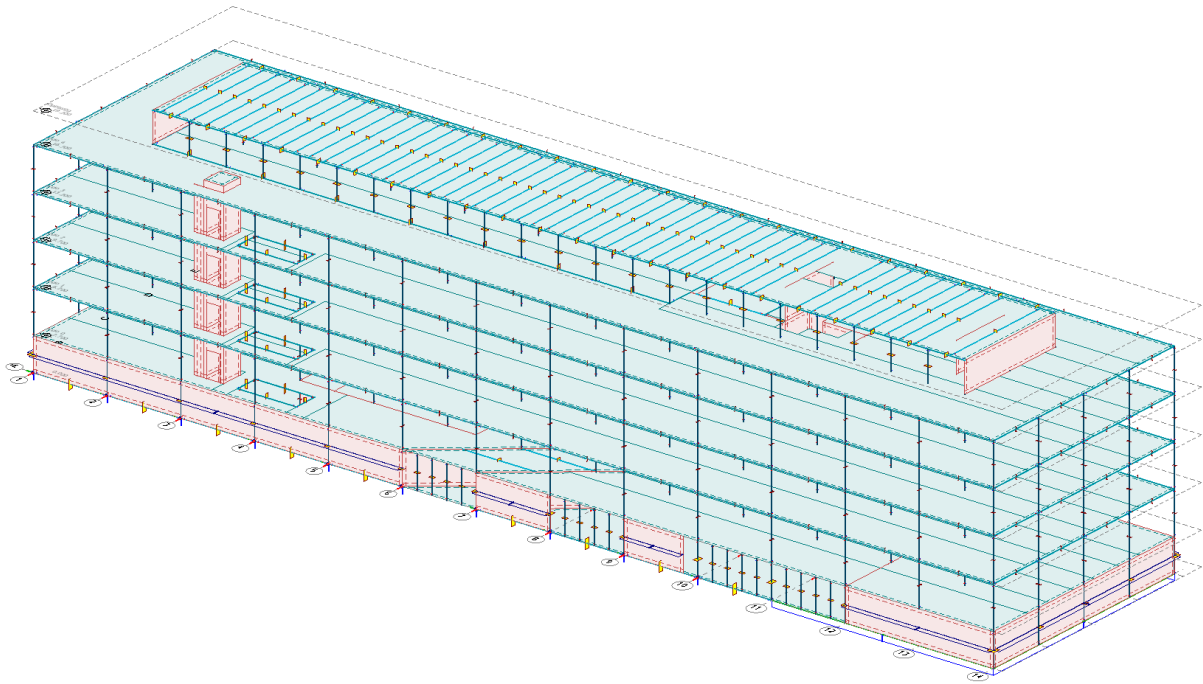
Fasene i genereringen av elementnettet er som følger:

- Definerer av nettelement hjørnene: Hjørnene plasseres med avstand lik gjennomsnittlig element-størrelse mellom hverandre, parallelt med den lengste kanten på sub-regionen.
- Etablere triangulært nett på bakgrunn av hjørnene: Trekantene etableres ved bruk av Delaunay triangulering i Voronoi domenet.
- Konvertere det triangulære nettet til en blanding av kvadratiske- og triangulære nettelementer for å oppnå optimalisert globalt nett.
- Optimalisering av koordinatene til nodene i nettet (glatting): Optimaliseringen er basert på Dr. Istávan Kirchner's prosedyre (Strusoft, 2010). Prosedyren endrer plasseringene på nodene til de triangulære nettelementene slik at arealet balanseres mellom elementene. For å oppnå optimal balansering av arealet benyttes iterasjon.
- Definerer av midtpunktene på element-sidene til nettet: Sidene av elementene er rette linjer og nodene plasseres i midten av elementet.

Modelleringen og analysen i FEM-Design benytter teorien beskrevet i dette kapittelet.

3.2 Modellering av eksisterende situasjon

Bygget består av innstøpte stålsøyler og plasstøpt betongdekke, dekkebjelker og bjelker. Stive skiver i bygget er utformet som betongvegger og sjakter. Stivheten i bygget for eksisterende situasjon kommer hovedsakelig fra en stiv betongkjerne i nordenden av bygget, og to heissjakter i sørenden. I tillegg til disse er det tre vegger so opptrer som stive skiver.



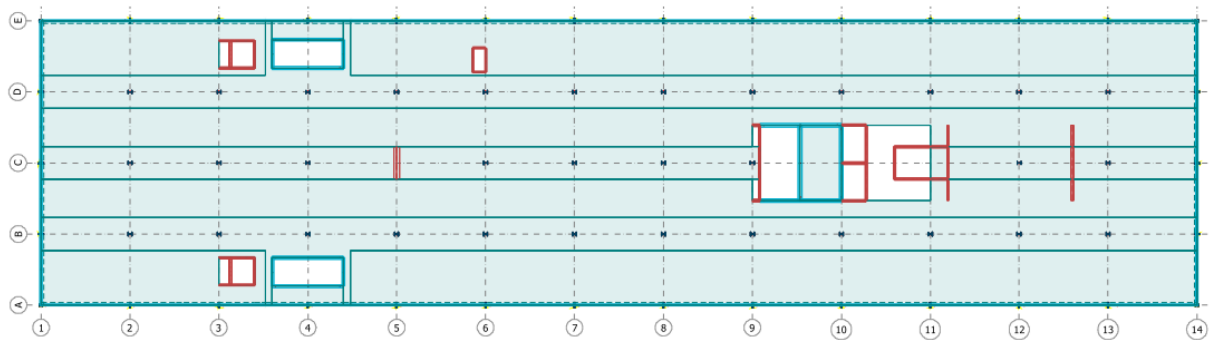
Figur 3.2.1: 3D modell av Gamle Odontologiske Bygg Bergen i FEM-Design.

Totalt er det seks etasjer i bygget, inkludert en underetasje og en mindre 5. etasje som er et oppbygg med teknisk rom for heis og ventilasjon. Fundamentnivået i modellen er satt til +0.000 m der etasjene er fordelt som følger:

Etg.nr.	Navn	Høyde	Nivå
[-]	[-]	[m]	[m]
0	Fundamentplan	0	0
1	Vido 0	2.700	2.700
2	Vido 1	3.500	6.200
3	Vido 2	3.500	9.700
4	Vido 3	3.500	13.200
5	Vido 4	3.500	16.700
6	Oppbygg	2.500	19.200

Tabell 3.2.1: Etasje nr., navn, høyder og nivå for Gamle Odontologiske Bygg Bergen.

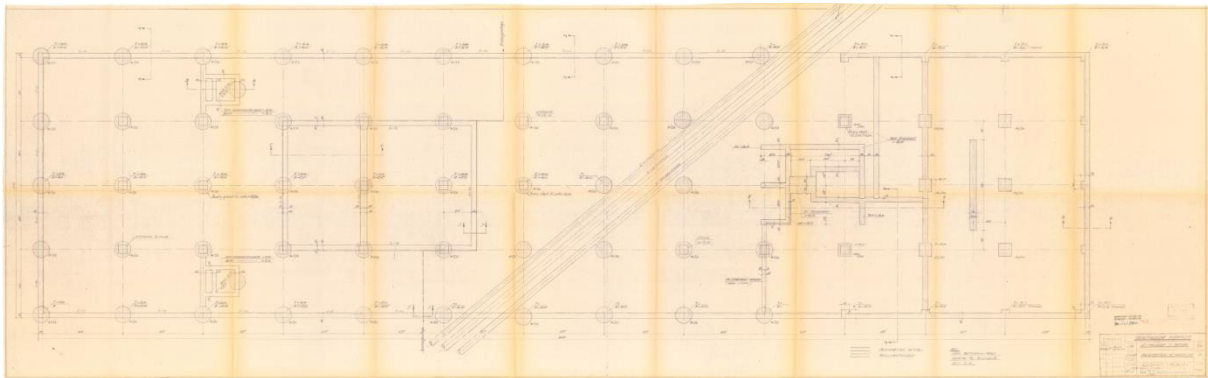
Aksesystemet er fordelt på fjorten tall-akser, 1-14, totalt ca. 81.25m. jevnt fordelt og fem bokstav-akser, A-E, totalt ca. 20.7m. jevnt fordelt. Sør-fasaden ligger i akse 1, nord-fasaden i akse 14, øst-fasaden ligger i akse A og vest-fasaden i akse E.



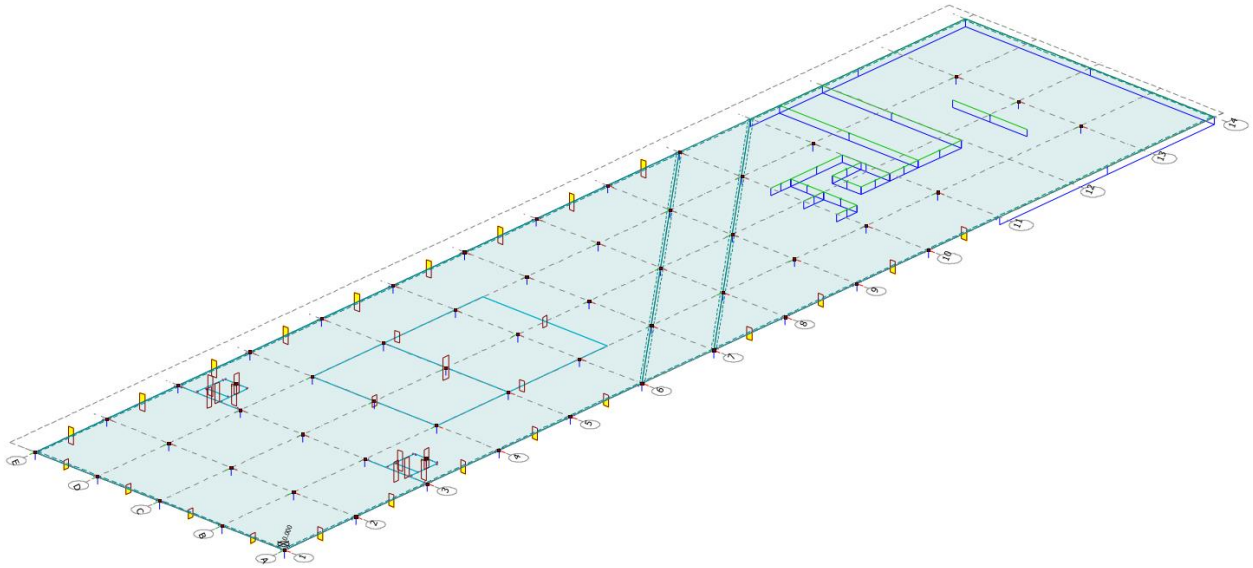
Figur 3.2.2: Aksesystem i FEM-Design for Gamle Odontologiske Bygg Bergen vist i plan, Vido 1.

Nord-enden av bygget er fundamentert direkte på fjell. I FEM-Design blir dette presentert med punktopplegg for søylene og linjeopplegg for veggene. Stivheten til oppleggene er fastsatt i denne rapportens kapittel 2.4

Fundamenteringen i sørenden av bygget består av pilarer forankret på grunnfjell. Pilarene er koblet sammen med betongbjelker i grunnen som modelleres som bjelkeelement. Selve pilarene er ikke modellert, men presenteres med punktopplegg på topp av hver pel som søyle- og vegg-element føres ned på. Der veggskivene føres ned mot bunnplaten er det modellert bjelkeelement i betong mellom peletoppene. Betongbjelkene er modellert slik som de er bygget og vil bidra til å fordele kreftene i peleoppleggene. Stivheten i oppleggene er definert i kapittel 2.4. Modelleringen av oppleggene er utført som beskrevet i kapittel 3.1.3.



Figur 3.2.3: Fundamentplan Gamle Odontologiske Bygg Bergen (Vedlegg A)



Figur 3.2.4: Fundamentplan eksisterende situasjon modellert i FEM-Design.

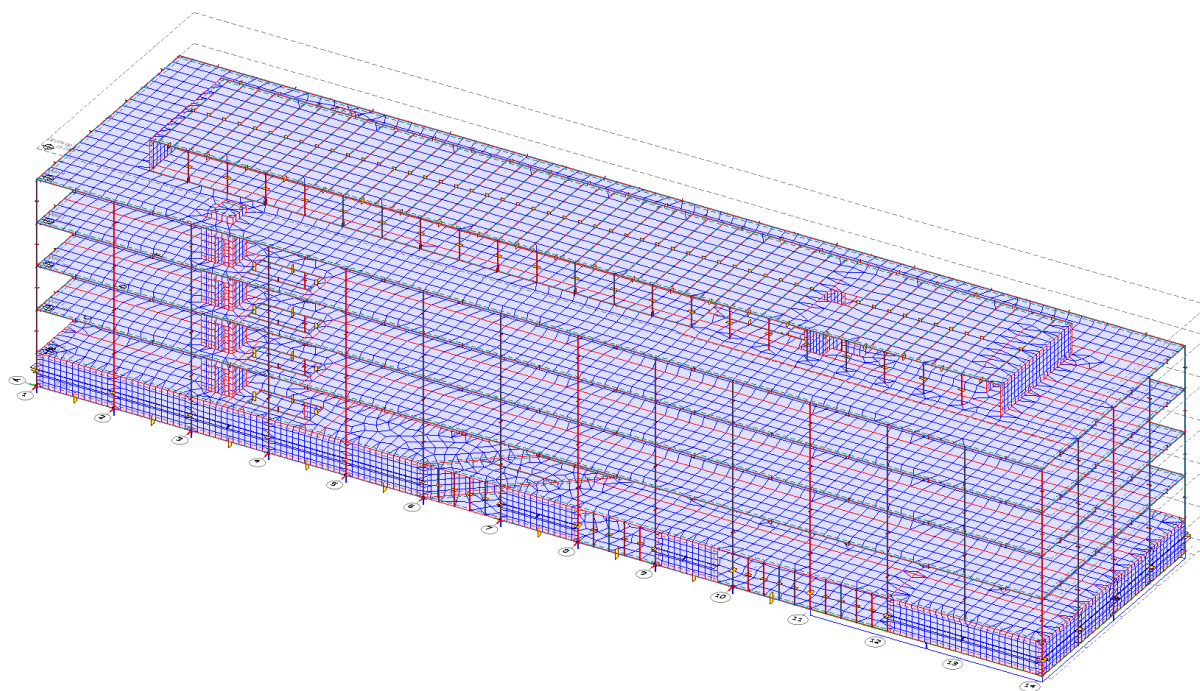
Jordtrykket fra massene som tilstøter veggene i underetasjene er inkludert i modellen som fjærstivhet via et linjeopplegg på kjellerveggene. Plassering og verdi av fjærstivheten er beregnet i Mathcad, se kapittel 3.4.6 i denne rapporten og vedlegg E.

I underetasjen går det en overvannsledning og spillvannsledning i en grube gjennom bygget. På byggets vestside går det en passasje til et auditorium, denne delen samt et inngangsparti med en bro, inkluderes ikke i studien som gjennomføres i rapporten. Bunnplaten i underetasjen antas som et frittstående dekke som står på pele- og veggfundamentene. Stålsøylene som er modellert er leddet i topp og bunn.

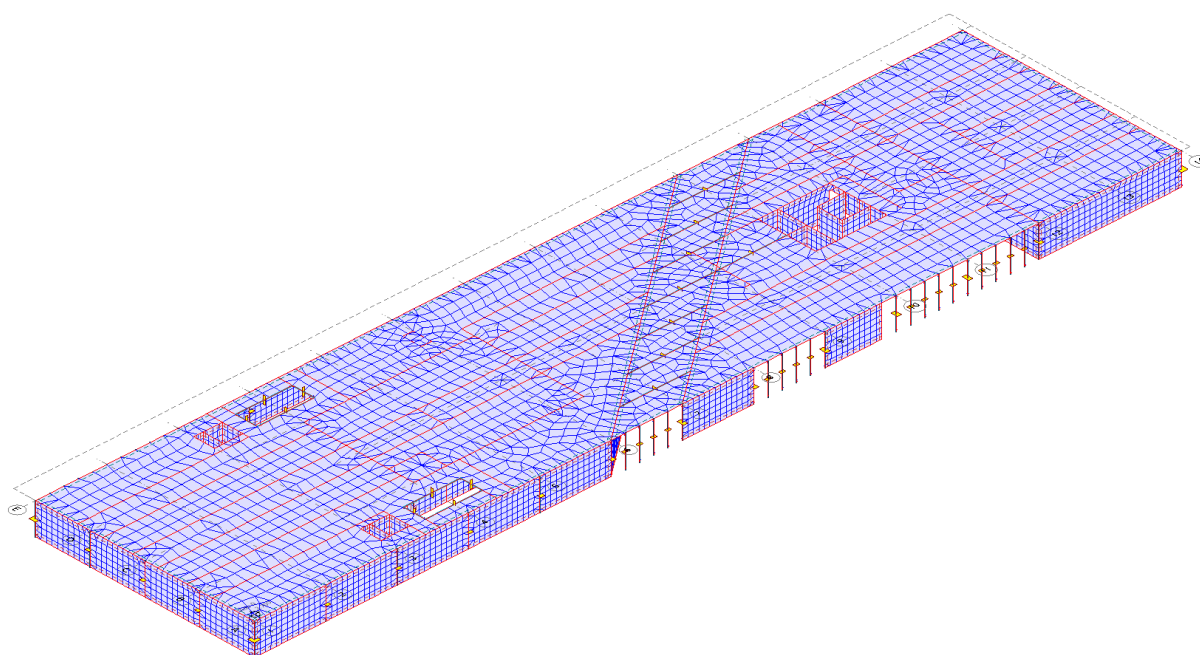
Materialparametere som er benyttet for betongen er C20/25 for stive skiver og bjelker og C16/20 for dekker med E_{cm} henholdsvis lik $3.0 \cdot 10^4 \frac{N}{mm^2}$ og $2.7 \cdot 10^4 \frac{N}{mm^2}$. For stålet er Handelsstål med $f_{yk} = 24 \frac{kp}{mm^2} = 235 \frac{N}{mm^2}$ og tilhørende elastisitetsmodul $E_s = 2.1 \cdot 10^5 \frac{N}{mm^2}$ (Romstad, 1969).

3.3 Finite elementnett

Nettet i modellen er utformet av firkanter og trekanten med prosedyren som er beskrevet i kapittel 3.1.5. Gjennomsnittlig elementstørrelse for dekkene er satt til 1x1m, for vertikale skiver er den definert som 0.5x0.5m.



Figur 3.3.1: Elementnett for GOB, modellert i FEM-Design.



Figur 3.3.2: Elementnett for Vido 0, modellert i FEM-Design.

3.4 Laster, lastkombinasjoner og lastfaktorer

Tabeller og numeriske verdier for faktorene i følgende delkapittel er hentet fra Eurokode 0 (CEN, 2008a) og Eurokode 8 Del 1 (CEN, 2014).

Lastfaktorer for lastkombinasjonene som skal medregnes i analysen for konstruksjoner som utsettes for seismisk last er gitt i Tabell NA.A1.3:

Dimensjonerende situasjon	Permanente laster		Dominerende ulykkeslast eller seismisk last	Øvrige variable laster ²⁾	
	Ugunstig	Gunstig		Hovedlast (hvis aktuelt)	Andre laster
Ulykkesituasjon ¹⁾ (Ligning 6.11a/b)	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	A_d	ψ_{11} eller $\psi_{21} Q_{k1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Seismisk situasjon (Ligning 6.12a/b)	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	γA_{Ek} eller A_{Ed}	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

Tabell 3.4.1: Lastfaktorer i ulykkesituasjon og ved seismiske laster.

Vindlaster regnes ikke samtidig med jordskjelv (CEN, 2008a), men vil bli sammenlignet med de belastninger jordskjelvslasten forårsaker for å gi et bedre bilde av størrelsesordenen på de laster som opptrer ved et jordskjelv. I sammenligningen vil opptredende spenninger i knutepunkt, forskyvninger og grunnskjær studeres. Lastfaktorer som gjøres gjeldende for bruddgrense ved vindlast angis i Tabell NA.A1.2(B) i Eurokode 0.

I tillegg til ovennevnte lastkombinasjoner angir Eurokode 8 Del 1 kapittel 4.3.3.5 hvilke kombinasjoner av virkningene av komponentene i den totale seismiske påvirkningen, E_E , som skal medregnes. Følgende kombinasjoner benyttes for å representere horisontal jordskjelvslast i lastkombinasjonen:

$$E_E = E_{Edx} + 0.30E_{Edy} \quad (6.4.1)$$

$$E_E = 0.30E_{Ed} + E_{Edy} \quad (6.4.2)$$

Dersom dimensjonerende grunnakselerasjon i vertikal retning, a_{vg} , er større enn $2.45 \frac{m}{s^2}$ for områder konstruksjonen som betraktes er lokalisert, skal det tas hensyn til den vertikale komponenten i den seismiske påvirkningen. Kombinasjonene for total seismisk last, E_E , blir da:

$$E_E = E_{Edx} + 0.30E_{Edy} + 0.30E_{Edz} \quad (6.4.3)$$

$$E_E = 0.30E_{Edx} + E_{Edy} + 0.30E_{Edz} \quad (6.4.4)$$

$$E_E = 0.30E_{Edx} + 0.30E_{Edy} + E_{Edz} \quad (6.4.5)$$

For konstruksjonen som studeres i denne rapporten blir følgende lastfaktorer gjeldende for vind og seismisk belastning:

Dimensjonerende situasjon	Permanente laster		Dominerende ulykkeslast eller seismisk last	Øvrige variable laster	
	Ugunstig	Gunstig		Hovedlast	Andre laster
Bruddgrense Vind (Ligning 6.10b)	1.35*0.89 = 1.2	1.0	-	1.5	1.5*0.7 = 1.05
Seismisk situasjon (Ligning 6.12a/b)	1.0	1.0	1.0	0.3 nyttelast	0.2 snø

Tabell 3.4.2: Lastfaktorer i ulykkesituasjon og ved seismiske laster for GOB.

Bruddgrense for vindbelastning regnes etter ligningen som gir den største belastningen av konstruksjonen (i dette tilfellet ligning 6.10b). For ulykkesituasjon der seismisk last er dominerende inkluderes ikke nyttelast for tak i kategori H. Øvrig nyttelast inkluderes som seismisk masse, med lastfaktor som angitt i tabell 6.4.2. Vind- og temperaturlaster inkluderes heller ikke, se Tabell NA.A1.1 for ψ_2 i Eurokode 0. Seismisk faktor γ_I defineres av konstruksjonens seismiske klasse og inkluderes i beregningen av responspekteret og kan dermed erstattes med 1.0 i tabell 3.4.2. For lastkombinasjoner som er beregnet i FEM-Design analysen, se vedlegg C.

3.4.1 Responsspektrum

For analysen som er utført for GOB representeres jordskjelvsbevegelsene ved et gitt punkt på overflaten av et elastisk responspektrum for grunnens akselerasjon. De horisontale og vertikale komponentene av den seismiske påvirkningen, representert ved responspektre, er beregnet etter Eurokode 8 Del 1.

I eurokoden er det definert to horisontale responspektre. Det første spekteret er det elastiske responspekteret $S_e(T)$ som inkluderer konstruksjonens dempingsforhold i betraktningen. Det andre spekteret, det dimensjonerende spekteret, $S_d(T)$ inkluderer ikke konstruksjonens dempingsforhold, men har til gjengjeld en konstruksjonsfaktor q som skal ta hensyn til konstruksjonens evne til å absorbere energi gjennom hovedsakelig duktil oppførsel (deformasjoner). Begge spektrene benyttes i den lineære dynamiske analysen (Manfredi et al., 2008).

Begge responspektrene avhenger av grunntype der konstruksjonen er lokalisert, spissverdi for berggrunnens akselerasjon og demping i bygget eller konstruksjonens q -faktor. I analysen av eksisterende situasjon benyttes begge de ovennevnte responspektrene for å sammenligne resultatene de produserer. Type berggrunn, grad av dempingsforhold i bygget og størrelsen på q -faktoren endres for eksisterende situasjon, der effekten av endringene i parameterne sammenlignes og studeres.

Modifikasjonsfaktoren for dempingsforholdet i bygget defineres som:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55 \quad (3.4.1.1)$$

Der ξ er konstruksjonens viskøse dempingsforhold i prosent av kritisk dempning. Dersom $\xi = 5\%$ er $\eta = 1.0$.

Konstruksjonsfaktoren (q -faktoren) for betongkonstruksjoner i duktilitetsklasse DLC og DCM skal defineres i området (tabell NA6.1 og tabell 6.2 i Eurokode 8 Del 1):

$$q = 1.5 \leq q \leq 4.0 \quad (3.4.1.2)$$

Variasjonen i verdien for q -faktoren avhenger av hvor mye energi konstruksjonen som betraktes kan absorbere. Alle forskyvningene i et punkt i konstruksjonene som beregnes med lineær analyse skal, ved bruk av dimensjonerende spekter, multipliseres med en faktor q_d som i denne rapporten settes lik konstruksjonsfaktoren q . Forskyvningene blir dermed (CEN, 2014):

$$d_s = q_d * d_e \quad (3.4.1.3)$$

Der d_s er forskyvningen i et punkt i bærekonstruksjonen framkalt av den dimensjonerende seismiske påvirkningen, q_d er konstruksjonsfaktoren og d_e er forskyvningen av samme punkt bestemt ved en lineær analyse basert på det dimensjonerende spekteret.

Grunnforholdet inkluderes i spekteret ved parameteren S ut i fra hvilken grunntype konstruksjonen er plassert på. Grunntypen og parameteren S bestemmes ut fra den gjennomsnittlige skjærbølgehastigheten i de øverste 30 meterne som beregnes ut fra følgende uttrykk:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (3.4.1.4)$$

Der h_i og v_i angir tykkelsen i meter og skjærbølgehastigheten av den i -te av totalt n formasjoner eller lag i de øverste 30m.

Skjærbølgehastigheten v_s beregnes ved:

$$V_s = \sqrt{\left(\frac{G_{max}}{\rho}\right)} \quad (3.4.1.5)$$

Hvor ρ er massetettheten- og G_{max} er skjærmodulen til grunntypen som betraktes, ved små tøyninger. G_{max} måles i felt eller laboratorium, eller beregnes ut i fra plastisitetsindeksen og udrenert skjærstyrke for jordtypen (Ishibashi and Zhang, 1993, Andersen, 2004).

Nasjonalt tillegg i Eurokode 8 Del 1 angir i Tabell NA.3.1 gjennomsnittlig skjærbølgehastigheten for de grunntypene man vanligvis møter på i Norge:

Tabell NA.3.1 – Grunntyper ¹⁾

Grunn- type	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere ^{2) 3)}		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (slag/30cm)	c_u (kPa)
A	Fjell eller fjell-liknende 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.	120 – 180	10 – 15	30 – 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 .			

¹⁾ Hvis minst 75 % av konstruksjonen står på fjell og resten på løsmasser, og konstruksjonen står på ett kontinuerlig fundament (platefundament), kan grunntype A benyttes.

²⁾ Valget av grunntype kan være basert på enten $v_{s,30}$, N_{SPT} eller c_u . $v_{s,30}$ anses som den mest aktuelle parameteren å benytte.

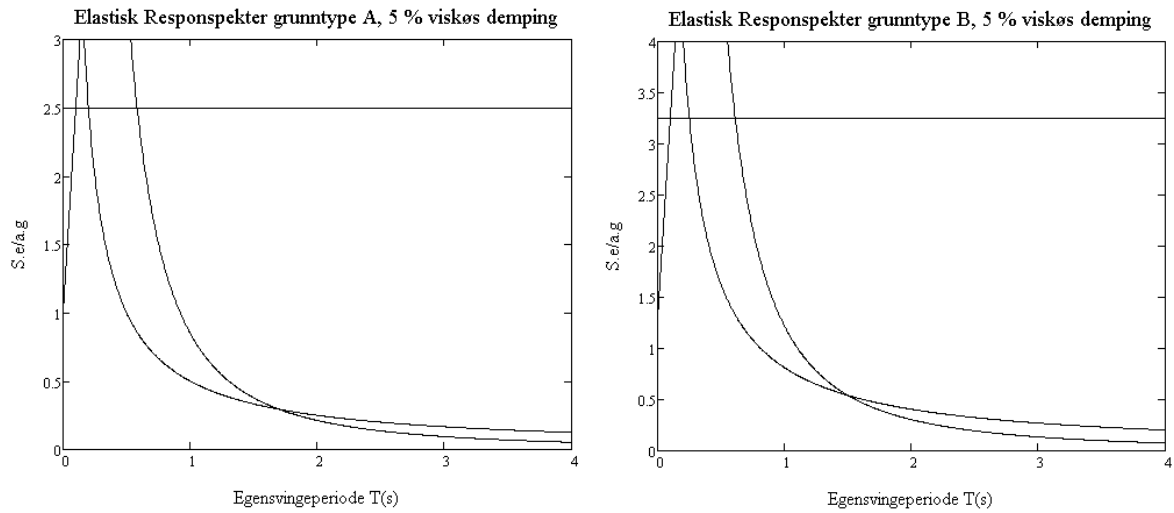
³⁾ Der det er tvil om hvilken jordtype som skal velges, velges den mest ugunstige.

Tabell 3.4.1.1: Tabell NA.3.1 gjennomsnittlig skjærbølgehastighet i grunnen for vanlige grunntyper (CEN, 2014).

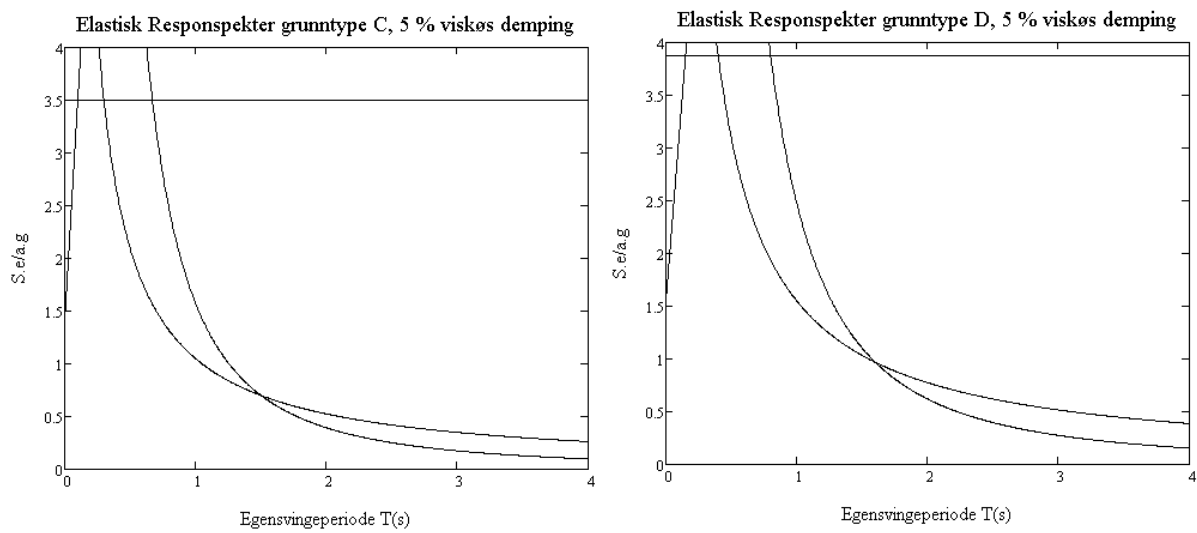
β -faktoren angir nedre grenseverdi for de horisontale dimensjonerende spektrene og angis til 0.2 i det nasjonale tillegget.

For de fleste bygninger vil øvre verdi for viskøs dempning ligge på rundt 5-7 % (Booth and Key, 2006). For eldre bygninger vil det være fornuftig å anta en dempningsverdi fra 5-3 % (Chopra, 2007). I denne rapporten studeres derfor 5-, 3- og 1 % dempingsforhold.

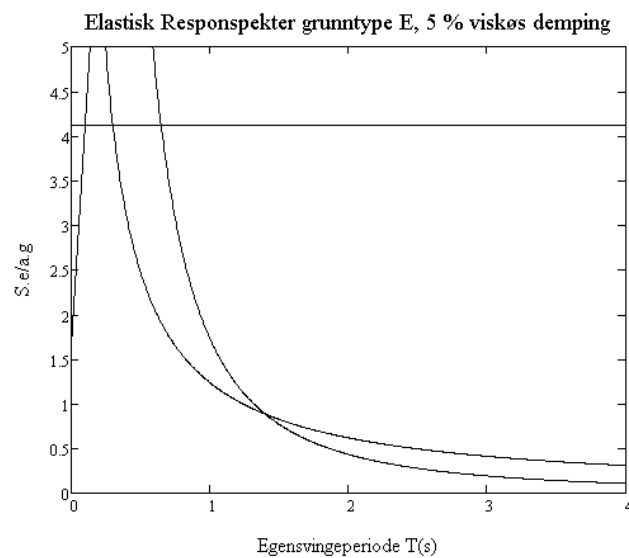
De elastiske responsspektrene er beregnet etter Eurokode 8 Del 1, som gir følgende spektre for 5 % viskøs dempning i bygget for grunntype A, B, C, D og E grafisk fremstilt (nederste areal under grafen er gjeldende spekter):



Figur 3.4.1.1: Horisontalt elastisk responspekter for grunntype A og B, 5 % viskøs demping.



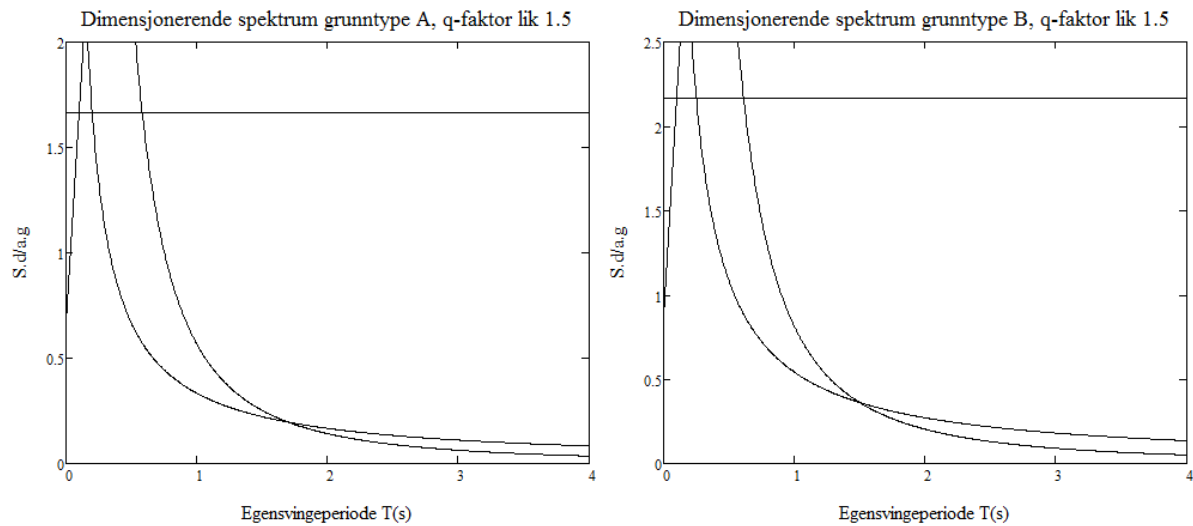
Figur 3.4.1.2: Horisontalt elastisk responspekter for grunntype C og D, 5 % viskøs demping.



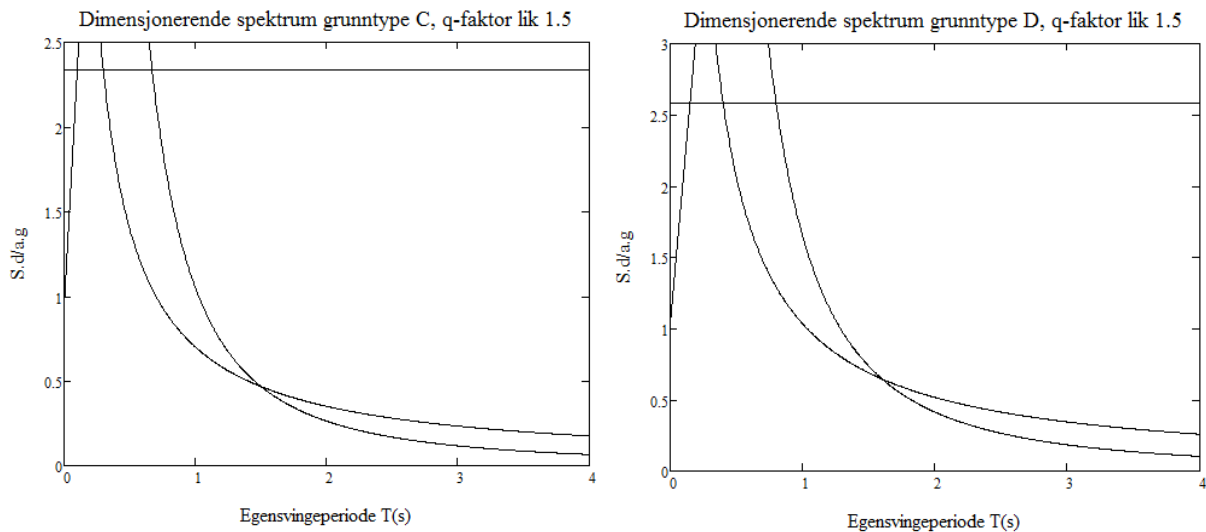
Figur 3.4.1.3: Horisontalt elastisk responspekter for grunntype E, 5 % viskøs demping.

Se vedlegg B.5 for beregninger, samt grafisk fremstilling av spektrene for grunntype A-E med 3- og 1 % viskøs dempning. I FEM-Design må de elastiske spektrene angis som egendefinerte spektre. Beregningen av verdiene er utført i Mathcad og er vist i vedlegg B.6.

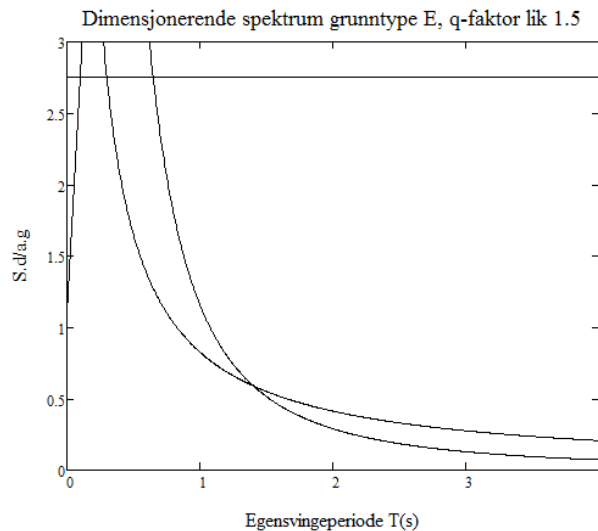
De dimensjonerende responsspektrene er beregnet etter Eurokode 8 Del 1, som gir følgende spektre for q-faktor lik 1.5 for grunntype A, B, C, D og E grafisk fremstilt (areal under grafen er gjeldende spekter):



Figur 3.4.1.4: Horisontalt dimensjonerende spektrum for grunntype A og B, q-faktor lik 1.5.



Figur 3.4.1.5: Horisontalt dimensjonerende spektrum for grunntype C og D, q-faktor lik 1.5.



Figur 3.4.1.6: Horisontalt dimensjonerende spektrum for grunnstype E, q-faktor lik henholdsvis 1.5.

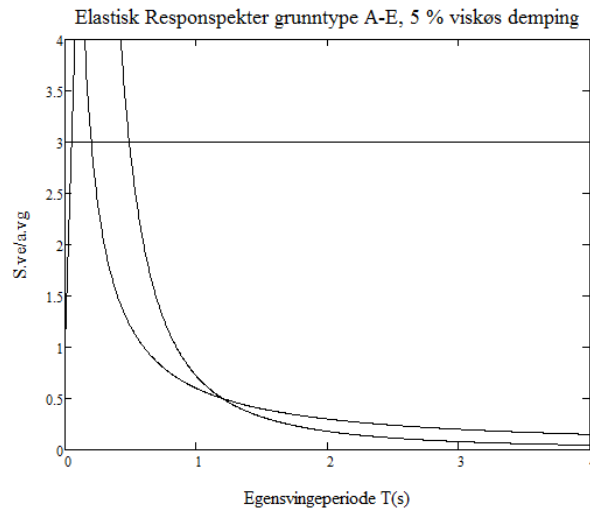
Se vedlegg B.5 for beregninger, samt grafisk fremstilling av spektrene for grunnstype A-E med q-faktor lik 2.5 og 3.5.

Samtlige av de utarbeidede spektrene vil benyttes som input i FEM-Design for eksisterende situasjon der resultatene studeres. For videre analyse av endret bærende konstruksjon vil spektrene som anvendes (etter ombygging) være:

- Elastisk responspekter grunnstype B, $\xi = 5\%$ dempingsforhold.
- Dimensjonerende spektrum grunnstype B, q-faktor lik 1.5.

Som nevnt, for områder med lav seismisk aktivitet, kan den vertikale komponenten i jordskjelvsbevegelsene sees bort fra. Selv om $a_{vg} = 0.57 \frac{m}{s^2} < 0.25g$ fokuseres det ikke på unnlateskriterier i denne rapporten. Det vertikale spekteret inkluderes i analysene og lasttilfellene i formel 6.4.3, 6.4.4 og 6.4.5 i kapittel 3.4 gjøres gjeldende.

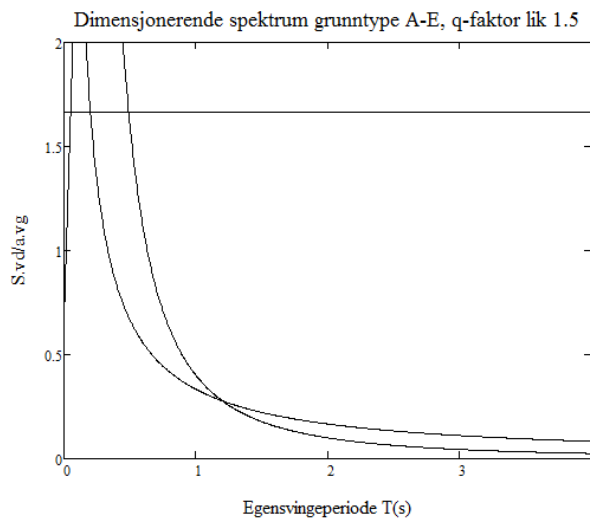
Den vertikale komponenten i berggrunnens bevegelse for det elastiske spekteret fremstilles ved vertikalt elastisk responspektrum $S_{ve}(T)$ etter Eurokode 8 Del 1. Som gir følgende spektrere for $\xi = 5\%$, grafisk fremstilt:



Figur 3.4.1.7: Vertikalt elastisk responspekter for grunntype A-E, 5 % viskøs demping.

Se vedlegg B.5 for beregninger, samt grafisk fremstilling av elastisk spekter for grunntype A-E med 3- og 1 % viskøs demping.

Den vertikale komponenten for det dimensjonerende spekteret fremstilles ved vertikalt dimensjonerende responspektrum $S_{vd}(T)$ etter Eurokode 8 Del 1. Som gir følgende spektre for q-faktor lik 1.5, grafisk fremstilt:



Figur 3.4.1.8: Vertikalt dimensjonerende responspekter for grunntype A-E, q lik 1.5.

Se vedlegg B.5 for beregninger, samt grafisk fremstilling av dimensjonerende spekter for grunntype A-E med q-faktor lik 2.5 og 3.5

Parameterne som inngår i beregningen gjort for vertikale spektre i vedlegg B.5, foruten de variable η og q verdiene, er gitt i tabell NA.3.4 i det nasjonale tillegget i Eurokode 1 Del 3:

Tabell NA.3.4 – Verdier av parametere som beskriver det vertikale elastiske responsspektret

	a_{vg}/a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Vertikalt responsspektrum	0,6	0,05	0,20	1,2

Tabell 3.4.1.2: Tabell NA.3.4 Verdier av parametere som beskriver det vertikale elastiske responsspekteret (CEN, 2014).

3.4.2 Påførte egen- og nyttelaster

Intensitet til påførte egen- og nyttelaster er hentet fra NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 Eurokode 1 Del 1-1 "Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-1: Allmenne laster Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger" (CEN, 2008b) og (Byggforskserien, 2013). FEM-Design inkluderer egenvekt i analysen av de konstruksjonselementene som er modellert. Øvrige egenvekter blir modellert som areallast og linjelaster på modellen.

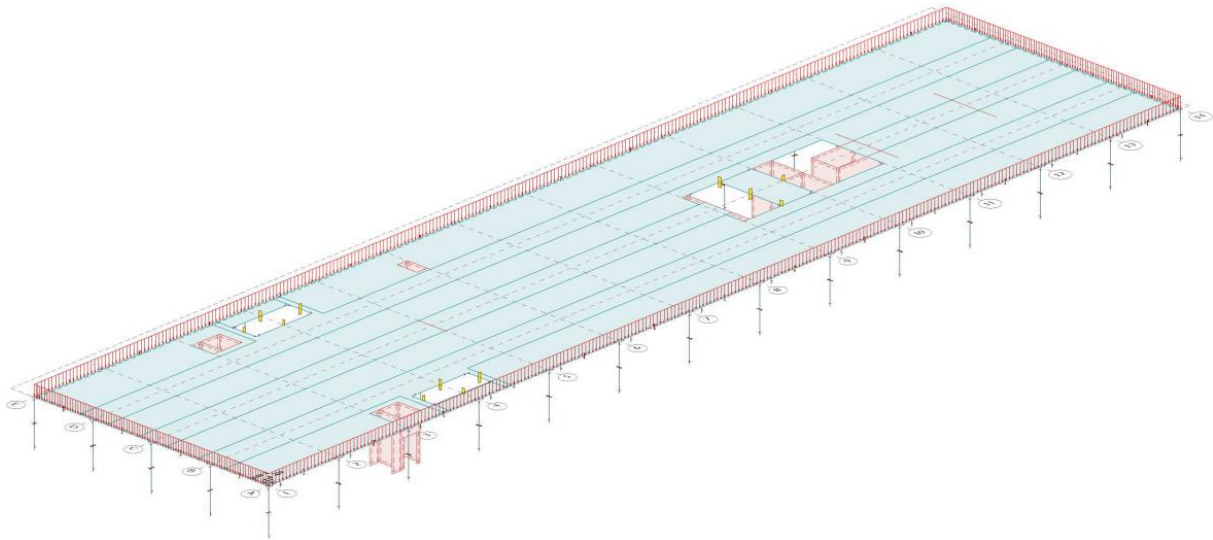
Påførte egen- og nyttelaster, GOB			
Element	Intensitet	Type	Lasttilfelle
Konstruksjonsdeler	Inkluderes av FEM-Design	Permanent/Egenvekt	G0
Trappeelementer	$18.75 \frac{kN}{m}$	Permanent/Egenvekt	G1
Fasadeelementer takoppbygg	$1.25 \frac{kN}{m}$	Permanent/Egenvekt	G2
Fasadeelementer etasje	$1.75 \frac{kN}{m}$	Permanent/Egenvekt	G2
Tekniske føringer og faste installasjoner etasjer	$1.0 \frac{kN}{m^2}$	Permanent/Egenvekt	G3
Tekniske føringer takoppbygg	$0.5 \frac{kN}{m^2}$	Permanent/Egenvekt	G3
Kontorbygg	$3.0 \frac{kN}{m^2}$	Variabel/Nyttelast	Q1
Tak	$0.75 \frac{kN}{m^2}$	Variabel/Nyttelast	Q1
Trappeelementer	$7.5 \frac{kN}{m}$	Variabel/Nyttelast	Q1

Tabell 3.4.2.1: Egen- og nyttelaster, Gamle Odontologiske Bygg Bergen.

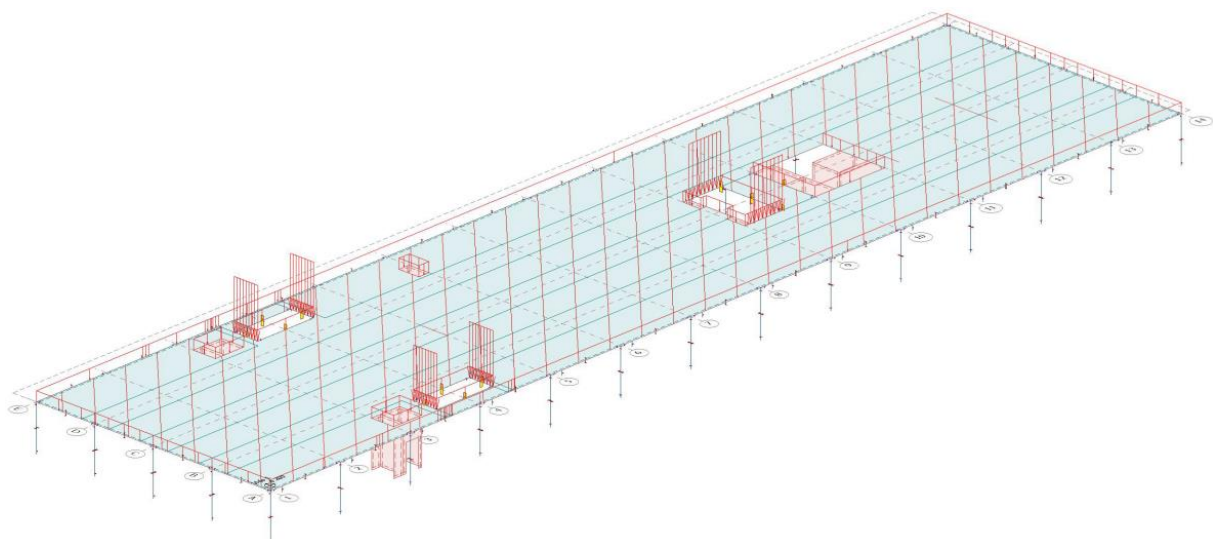
Se vedlegg B.3 for beregninger.

Tekniske føringer og faste installasjoner som himling, lettvegger, etc modelleres som areallast på dekkelementene, det samme gjelder nyttelast for gjeldende bygg. Egenlast fra fasaden

modelleres som linjelast rundt dekkekannten i hver etasje. Egenlast og nyttelast fra trappeelementer simuleres ved linjelast med opplegg på dekkekannten.



Figur 3.4.2.1: Lasttilfelle G2 Egenvekt fasader modellert som linjelast i Vido 1.



Figur 3.4.2.2: Lasttilfelle Q1 Nyttelast fra trappeelement og på dekke modellert som henholdsvis linjelast og areallast i Vido 1.

3.4.3 Vindlast

Vindlasten er beregnet etter NS-EN 1991-1-4:2005+NA2009: "Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-4: Allmenne laster Vindlaster" (CEN, 2009). Vindtrykket multipliseres med etasjehøyden for gjeldende etasje og føres inn som linjelast på dekkene. I FEM-Design er vindlasten delt inn i fire lasttilfeller der maksimal intensitet fra vindtrykk normalt på langsiden (øst-vest) og normalt på kortsiden (nord-sør) er benyttet som input. I beregningen av maksimal verdi er det tatt hensyn til over- og under-trykk innvendig i bygget, samt korrelasjon mellom vindtrykk i le- og lo-side av konstruksjonen. Grunnet byggets utforming

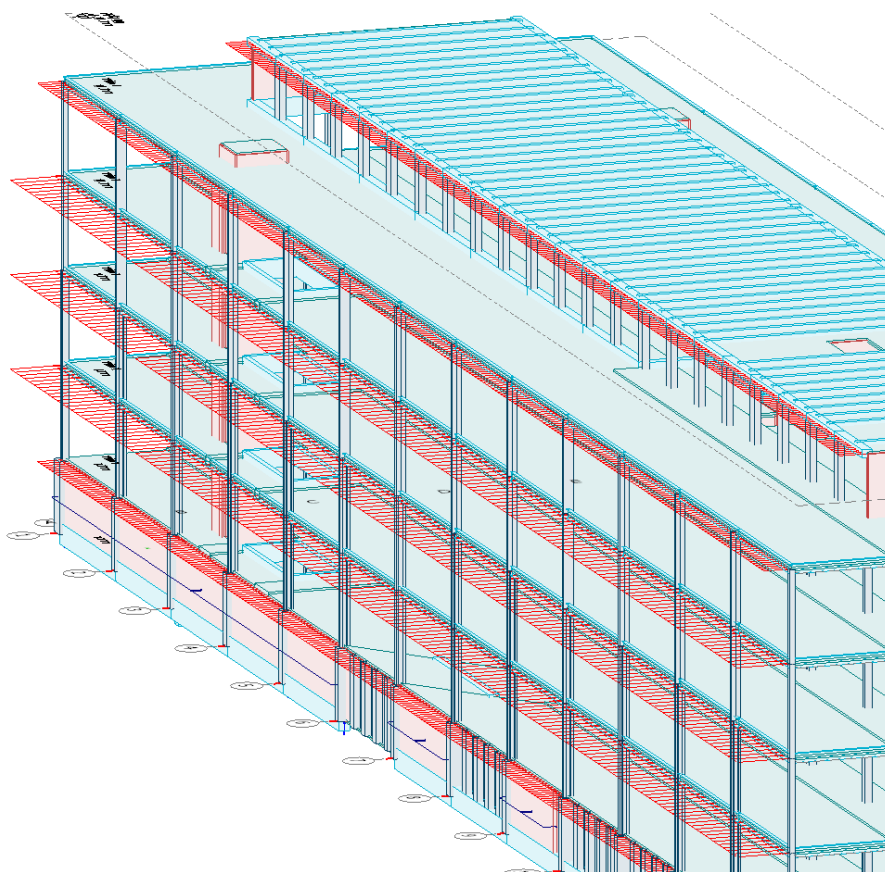
vil vindlasten være lik for vindretning nord-sør og øst-vest. Vindlast fra sug normalt på vindretningen er ikke medregnet i modellen, da denne kanselleres pga. størrelsesorden og retning. Beregnede linjelaster fra vindtrykk for GOB:

Horisontal vindlast på fasade, GOB			
Vindretning	Intensitet [$\frac{kN}{m}$]	Utbredelse	Lasttilfelle
Nord-Sør	3.2	Hel etasje	V-Vind Nord/V-Vind Sør
Nord-Sør	1.6	Takoppbygg/Halv etasje	V-Vind Nord/V-Vind Sør
Øst-Vest	4.1	Hel etasje	V-Vind Øst/V-Vind Vest
Øst-Vest	2.0	Takoppbygg/Halv etasje	V-Vind Øst/V-Vind Vest

Tabell 3.4.3.1: Vindlast på fasade, Gamle Odontologiske Bygg Bergen.

Se vedlegg B.1 for beregninger.

Typisk modellering av vindlast på fasade som linjeopplegg på dekkekanten:



Figur 3.4.3.1: Lasttilfelle V-Vind Øst modellert i FEM-Design.

3.4.4 Snølast

Lastbidrag fra snø er beregnet etter NS-EN 1991-1-3:2003+NA2008 "*Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-3: Allmenne laster Snølaster*" (CEN, 2008c). I FEM-Design er lasten modellert som en areallast i lasttilfellet S-snø. Mot takoppbygget i midten av bygget og mot parapeter rundt gesimskantene er det beregnet ekstra last for å inkludere effekten av snødrev mot høyereliggende konstruksjonsdeler.

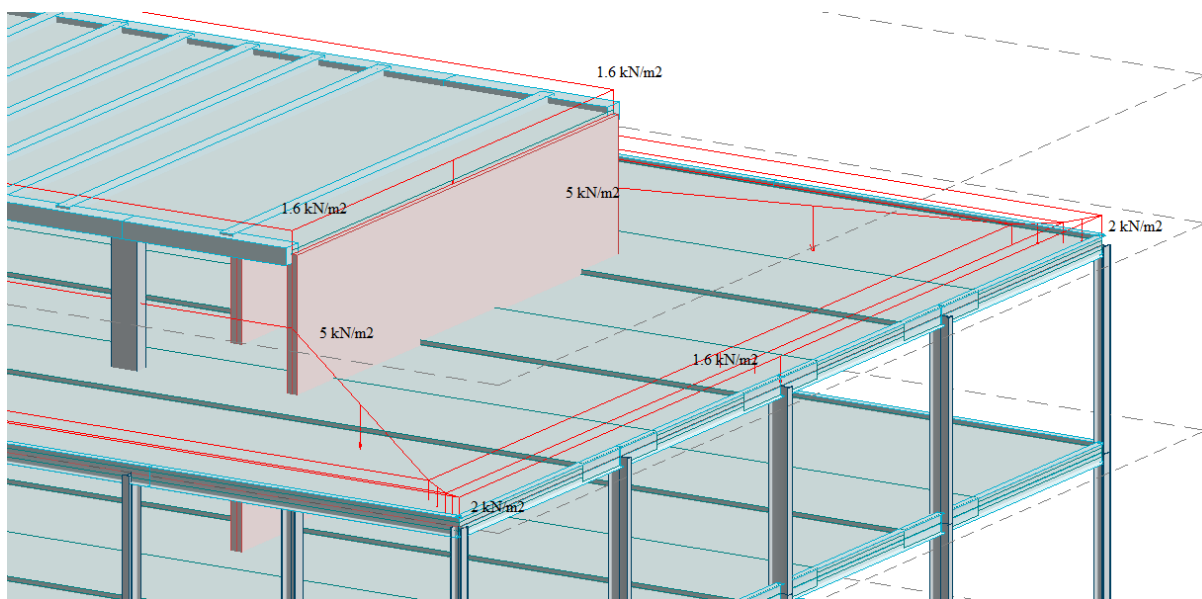
Beregnete laster:

Snølast på tak, GOB			
Plassering	Intensitet [$\frac{kN}{m^2}$]	Utbredelse	Lasttilfelle
Øvre takflate	1.6	Takareal oppbygg	S-snø
Nedre takflate.	1.6	Areal mellom snødrev	S-snø
Nedre takflate mot oppbygg. Lineær reduksjon av belastning over utbredelsen	5 til 1.6	$l_{s,o} = 4.08m$	S-snø
Nedre takflate mot parapet. Lineær reduksjon av belastning over utbredelsen	2 til 1.6	$l_{s,p} = 0.4m$	S-snø

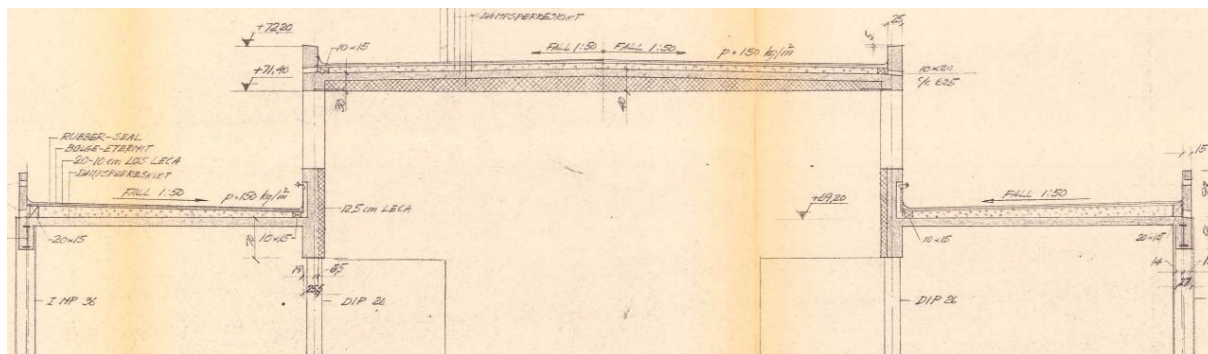
Tabell 3.4.4.1: Snølaster, Gamle Odontologiske Bygg Bergen.

Se vedlegg B.2 for beregning.

Snølasten modellert i FEM-Design, med tilhørende utforming av eksisterende takoppbygg og parapet:



Figur 3.4.4.1: Snølast modellert som areallast på tak i FEM-Design.



Figur 3.4.4.2: Snitt av utforming på takoppbygg med lavereliggende tak og parapeter langs gesimskant (Vedlegg A).

3.4.5 Skjevstillingslast

Andre ordens effekter fra geometrisk avvik skal etter kapittel 5.2 i NS-EN 1992-1-1:2004+NA2008 "Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger" (CEN, 2008d) inkluderes i bruddgrensetilstander for permanente dimensjonerende situasjoner (vind) og for dimensjonerende ulykkessituasjoner (jordkjelv). Det geometriske avviket er angitt ved en helning θ_i . For konstruksjonssystemer kan helningen tas hensyn til som krefter i tverretningen og inkluderes i analysen som et lasttilfelle der tverrlasten beregnes ved:

$$H_i = \theta_i(N_b - N_a) \quad (6.4.5.1)$$

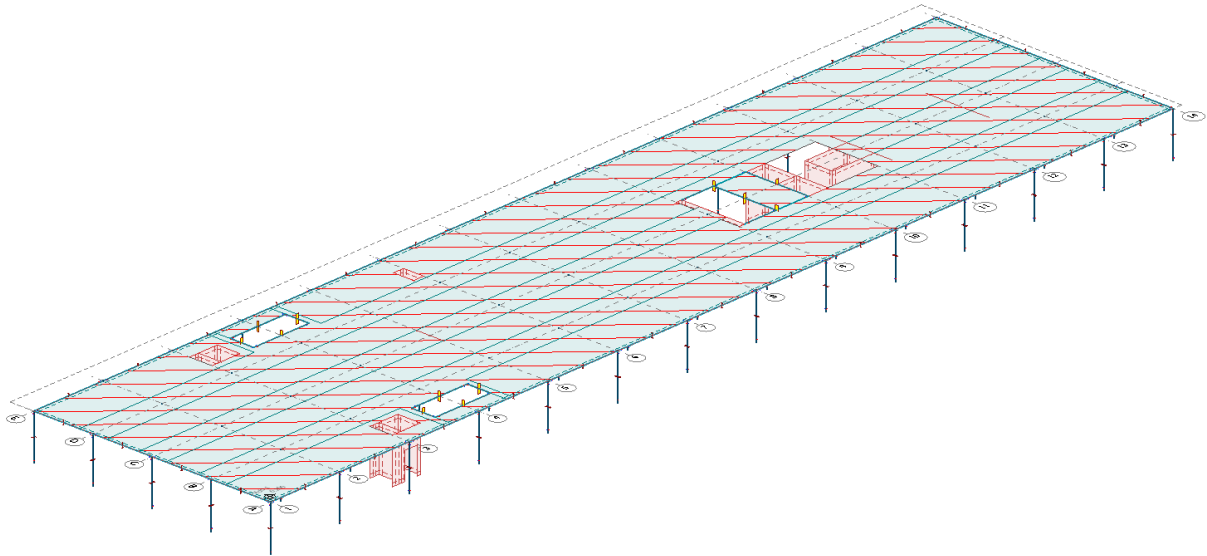
Beregnete laster fra skjevstillingen:

Skjevstillingslast, GOB			
Etasje	Intensitet [$\frac{kN}{m^2}$], H_i	Type/Retning	Lasttilfelle
Oppbygg	0.0154	Egenvekt/global X og Y	EHL - Gx/EHL - Gy
Vido 4-0	0.0163	Egenvekt/ global X og Y	EHL - Gx/EHL - Gy
Oppbygg	0.0018	Nyttelast/ global X og Y	EHL - Qx/ EHL - Qy
Vido 4-0	0.0072	Nyttelast/ global X og Y	EHL - Qx/ EHL - Qy

Tabell 3.4.5.1: Skjevstillingslast, Gamle Odontologiske Bygg Bergen.

Se vedlegg B.4 for beregning.

Skjevstillingslasten modellert i FEM-Design som areallast i etasjedekkene:



Figur 3.4.5.1: Lasttilfelle EHL-Qx Skjevstillingslast fra nyttelast modellert som areallast i Vido 1.

3.4.6 Passivt jordtrykk

Horisontal støtte fra passivt jordtrykk på vegger som er etablert under grunnen inkluderes i modellen ved hjelp av linjeopplegg med fjærstivhet lateralt i forhold til veggens vertikale lengderetning.

$$F_{lj} = 200 \frac{kN}{m} * \frac{1}{m} \quad \text{Lateralt på vegg}$$

Linjeopplegget modelleres en høyde $\frac{1}{3}H$ opp fra grunnen, der H er høyden av kjellervegg under bakkenivå. For at bidraget fra jordtrykket skal aktiveres vil det være nødvendig at ytterveggene i underetasjen får horisontale forskyvninger. Ved mindre forskyvninger vil ikke bidraget kunne inkluderes med full fjærstivhet for det passive jordtrykket. Se vedlegg E for beregning.

3.4.7 Utsiktede torsjonsvirkninger

Defineres etter kapittel 4.3.2 og 4.3.3.3 i Eurokode 8 Del 1.

Usikkerheten i plasseringen av masser, permanente laster og den romlige variasjonen av den seismiske bevegelsen skal medregnes ved at det beregnede massesenteret skal anses for å være forskjøvet fra sin nominelle plassering i hver retning av en utsiktet eksentrisitet for hvert gulv i (CEN, 2014). Den utsiktede eksentrisiteten e_{ai} skal fravike $\pm 5\%$ multiplisert med gulvmålet L_i vinkelrett på retningen av den seismiske påvirkningen og beregnes ved:

$$e_{ai} = 0.005 * L_i \quad (6.7.1)$$

I FEM-Design inkluderes torsjonslasten i lasttilfellene $M_X \pm$ og $M_Y \pm$, se vedlegg C for tilhørende lastkombinasjon der torsjonsmomentet M_X og M_Y i etasje i er:

$$M_{ai} = F_i * e_{ai} \quad (6.7.2)$$

Der F_i er den horisontale lasten i etasje i for alle relevante retninger.

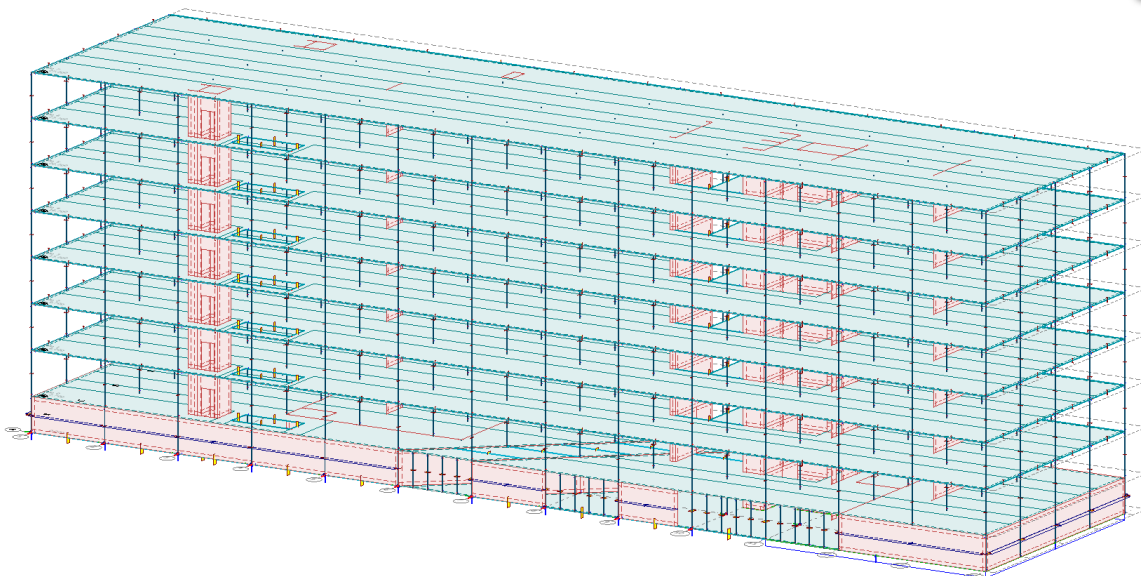
3.5 Modellering endret bærende konstruksjon

Fire nye modeller utformes med de endringer som er ønsket utført og studert.

Lastberegninger, utbredelse, lastfaktorer og kombinasjoner modeller og har lik størrelsesorden som for eksisterende konstruksjon. Fremgangsmåten for utarbeiding av elementnettet og fordelingen er lik, det samme gjelder bruken av elementtypene. Materialparametere og antagelser om grunnforhold, fundament- og pelestivhet og øvrige antagelser beholdes.

3.5.1 Endret bærende konstruksjon alternativ 1-2

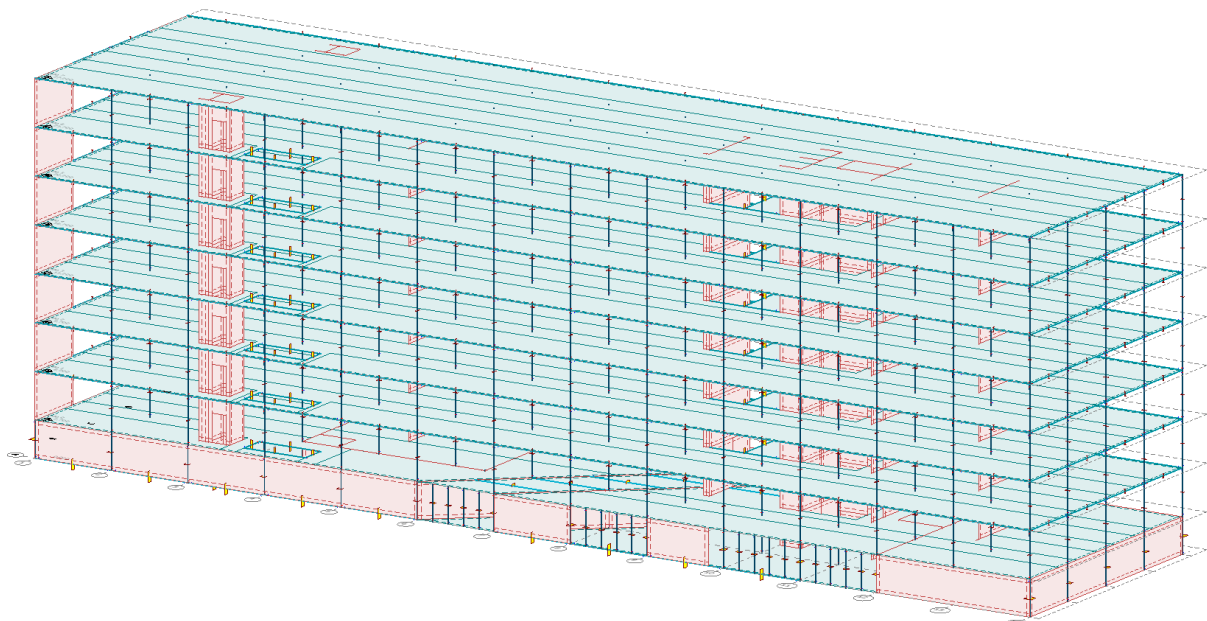
Alternativ 1, plasseringen av stive kjerner beholdes og det bygges på to ekstra fulle etasjer med lik høyde som eksisterende:



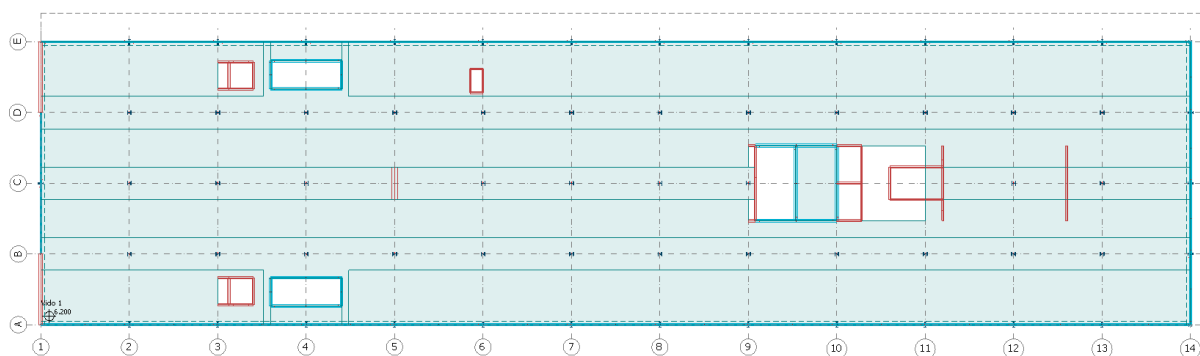
Figur 3.5.1.1: Endret geometrisk utforming bærende konstruksjon alternativ 1.

Endringen av konstruksjonen analyseres og forbedret bæresystem foreslås, se kapittel 5. Foreslått forsterking er etablering av to betongvegger i sørenden av bygget, med veggtykkelse 250mm. Ny plassering og utforming av stive kjerner, samt veggelement baserer seg på anbefalinger gitt av Hugo Bachmann (Bachmann, 2002) der myke etasjer unngås, symmetri i stive skiver opprettholdes og kontinuitet i vertikale skiver som overfører horisontale laster er i varetatt. Lastfordelingen i eksisterende konstruksjon og alternativ 1 og 3 er studert for å kunne anta forbedret bærende struktur. Veggelementene endrer plasseringen av konstruksjonens stivhetssenter slik at torsjonsdeformasjonen motvirkes, se vedlegg G for plassering og beregning. Følgelig vil deformasjonene og spenningene fordeles jevner i bygget.

Alternativ 2:



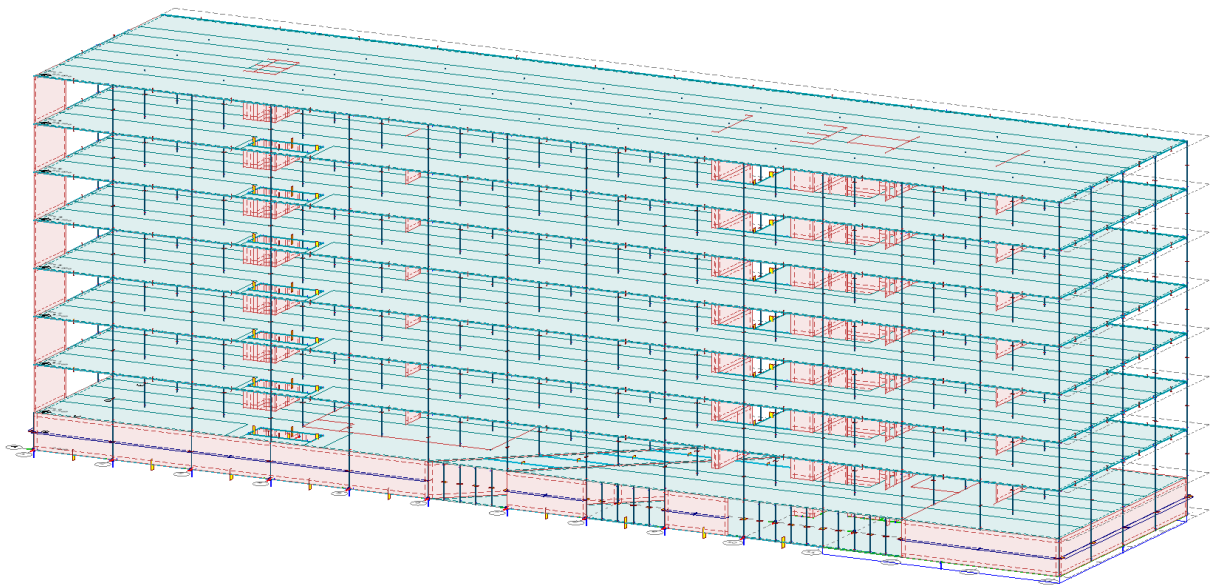
Figur 3.5.1.2: Utbedret endring av geometrisk utforming bærende konstruksjon alternativ 2.



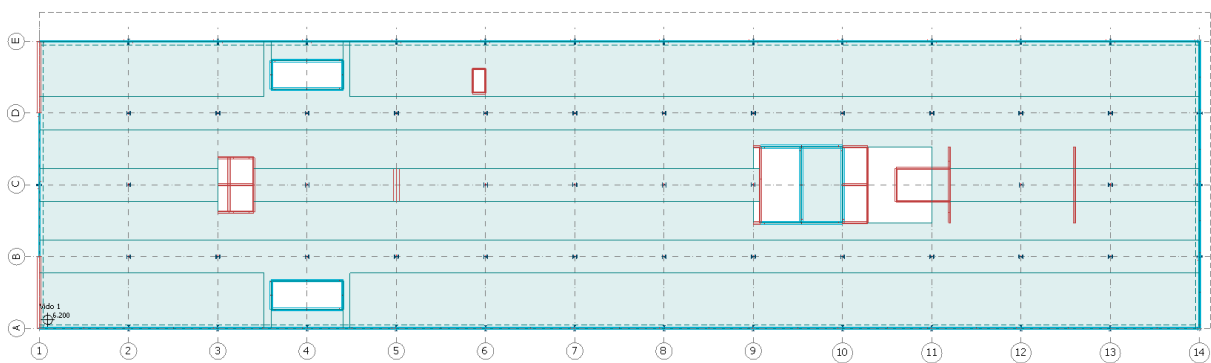
Figur 3.5.1.3: Utbedret endring av geometrisk utforming bærende konstruksjon alternativ 2, plan Vido 1.

3.5.2 Endret konstruksjon alternativ 3-4

Stive kjerner i sørenden av bygget samles i senter av bygget og det bygges på to ekstra fulle etasjer med lik høyde som eksisterende. Foreslått utbedring ved endringen er etablering av to betongvegger i sørenden av bygget, med veggtykkelse 250mm for å motvirke vridning av bygget. Alternativ 3 er påbygg av to etasjer der kjernene samles, uten videre forsterkning av konstruksjonen. Alternativ 4 er som følger:



Figur 3.5.2.1: Utbedret endring av geometrisk utforming bærende konstruksjon alternativ 4.



Figur 3.5.2.2: Utbedret endring av geometrisk utforming bærende konstruksjon alternativ 4, plan Vido 1.

Konstruksjonen vurderes på samme måte som alternativ 1 og 2, se kapittel 5.

4. Analyse eksisterende konstruksjon

I analysen av eksisterende situasjon kontrolleres stivheten til de modellerte oppleggene. Ved å se på forskyvningen i grunnen ved både vind- og jordskjelvslast gjøres antagelser for hensiktsmessige verdier til videre bruk i analysen. De valgte verdiene er diskutert og fastsatt i denne rapportens kapittel 2.4. Massen i konstruksjonen fordeles i elementnettets noder. Bjelkene og søylene deles inn i fem deler, dekke- og veggelementene konsentrerer massene i nodene til elementnettets. På grunn av begrensninger i programmet som benyttes i analysen vil ikke dempningsbidraget fra jordmassene som er tilbakefylt rundt underetasjen medregnes. Resultatet er at lastantagelsene i analysen vil bli konservative. Grunntypen som er benyttet i hovedanalysen i FEM-Design er grunntype B av to årsaker; det er den grunntypen som man oftest møter på i området i- og rundt Bergen og det er den grunntypen som er beskrevet i den originale beregningsrapporten fra 1960.

Det antas at første egensvingeperiode vil ha størrelsesordenen i området:

$$T_1 = C_t * H^{\frac{3}{4}} = 0.075 * H^{\frac{3}{4}} = 0.075 * 20^{\frac{3}{4}} = 0.71s \quad (4.1)$$

Der C_t er en faktor bestemt av typen konstruksjon (definert i Eurokode 8 Del 1) og H er byggets høyde over fundament eller overkant av stiv kjeller.

Massedeltagelsen i svingeformene er basert på forskyvningen av nodemassen i gjeldende svingeform. Den totale responsen og grunnskjæret beregnes ved å inkludere svingeformer der over 90 % av den totale massen deltar, og minimum alle svingeformer der over 5 % av massen er aktivert. De 200 første egensvingeperiodene, med tilhørende effektiv modal masse for global **X**-, **Y**- og **Z**-retning er beregnet for å identifisere gjeldende svingeformer og for å oppnå ønsket deltagelsesprosent.

Total effektiv masse for alle egensvingeformene som er beregnet:

Global Retning	Total deltagelse [%]
X	94.0
Y	91.7
Z	56.3

Tabell 4.1: Total effektiv modal masse for de 200 første beregnede egensvingeperiodene.

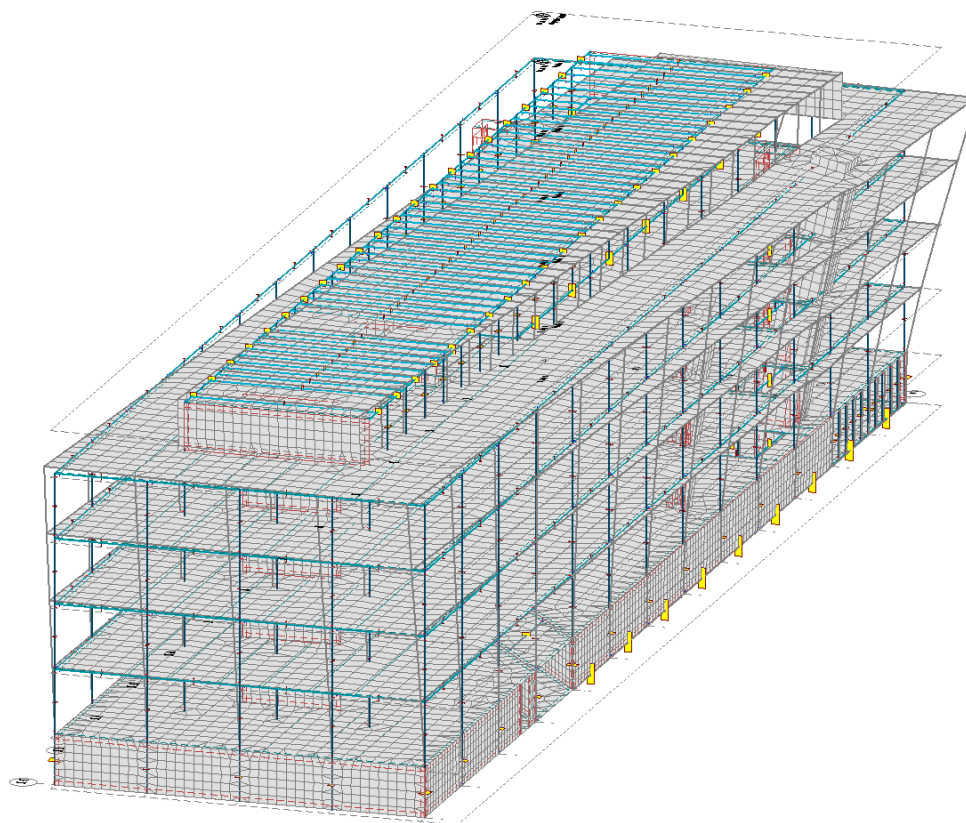
Den totale massedeltagelsen i konstruksjonen er over 90 % i horisontal forskyvning og overholder dermed kravet satt i Eurokode 8, samtidig som den modale analysen vil kunne gjengi korrekt grunnskjær for formålet i denne rapporten. Den vertikale deltagelsen er som forventet lavere enn 90 %. Årsaken er at konstruksjonen har stor vertikal stivhet fordi den er fundamentert enten direkte på fjell eller via peler til fjell og fordi den vertikale grunnakselerasjonen er lav for det geografiske området der konstruksjonen er plassert.

Svingeformer der over 5 % av massen deltar i svingeformene:

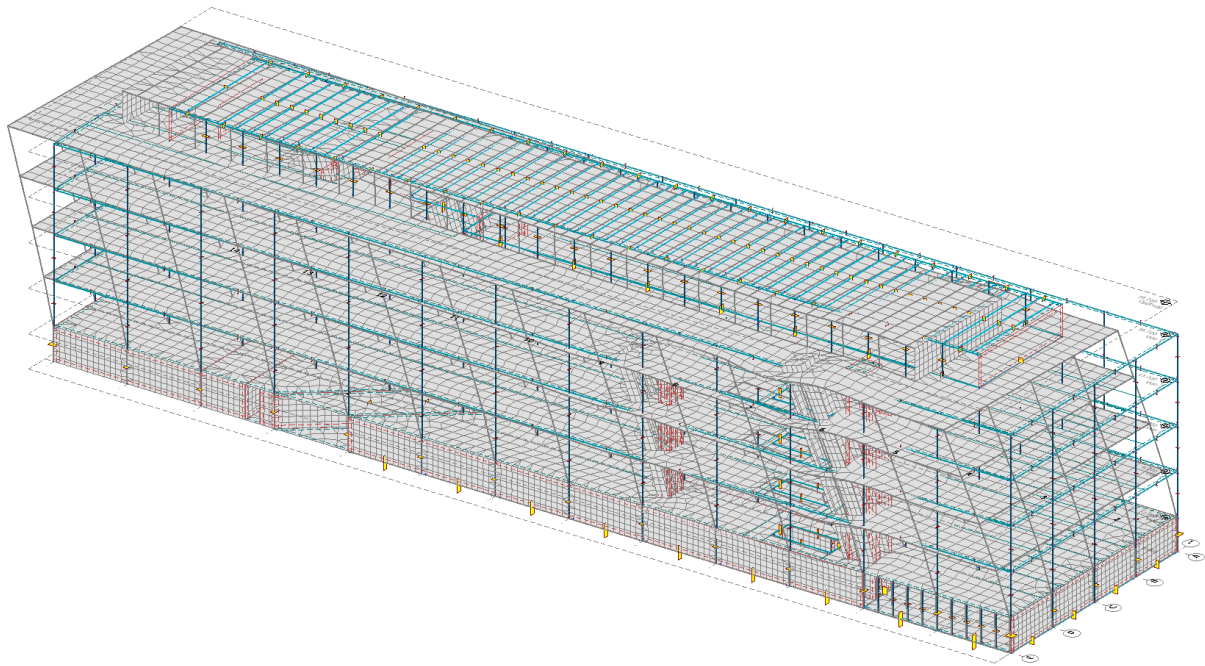
Svingeform [nr.]	Periode [s]	Masse X [%]	Masse Y [%]	Masse Z [%]
1	1.117	4	30	0
2	1.098	57	2	0
3	0.587	0	31	0
6	0.282	0	10	0
8	0.256	16	0	0
17	0.156	0	14	0
25	0.132	0	0	13
29	0.128	0	0	6
100	0.101	0	0	9

Tabell 4.2: Svingeformer med over 5 % massedeltagelse for de 200 første svingeformene.

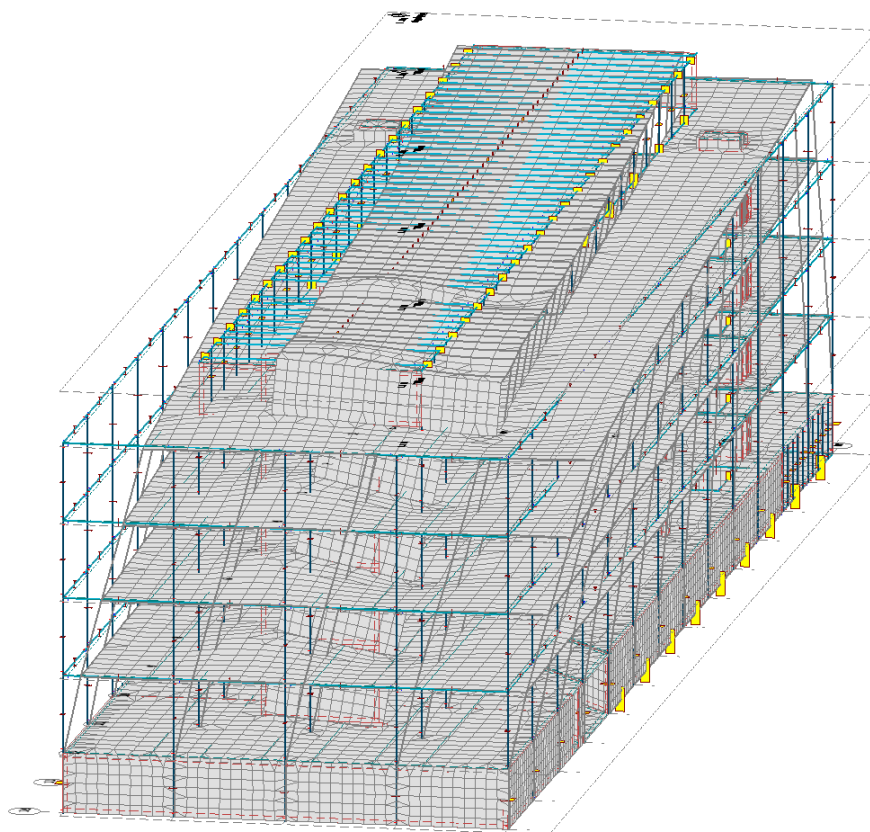
Med følgende dominerende horisontale svingeformer:



Figur 4.1: Svingeform 1, skaleringsfaktor 100.



Figur 4.2: Svingeform 2, skaleringsfaktor 200.

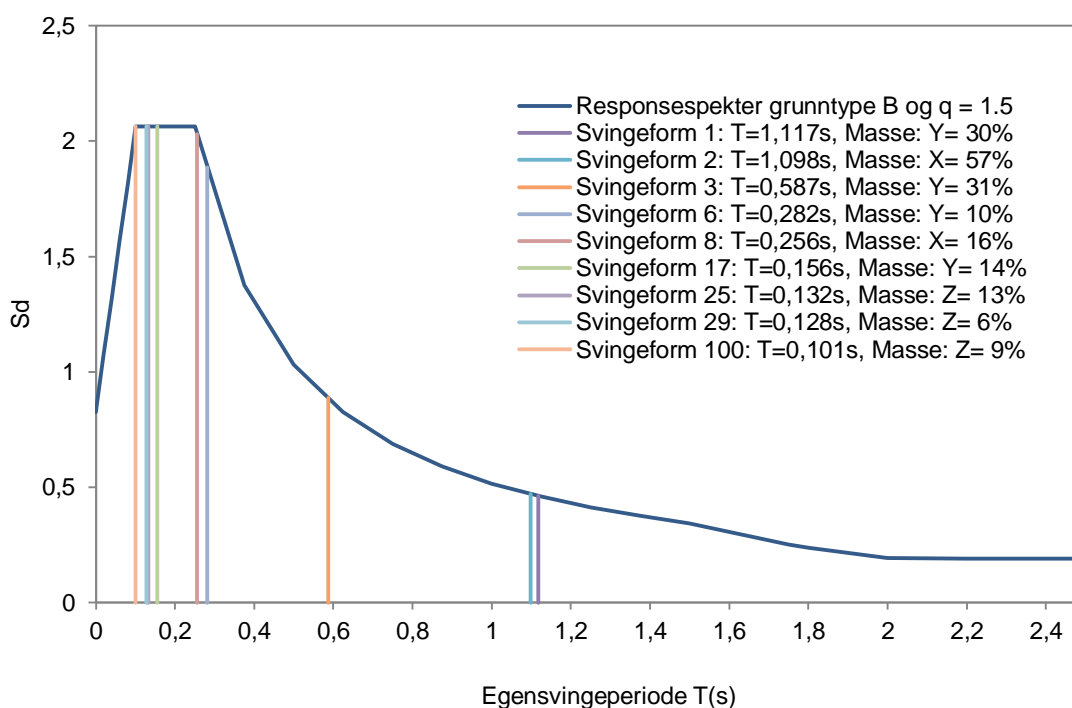


Figur 4.3: Svingeform 3, skaleringsfaktor 100.

Svingeform 1 er dominert av forskyvning i global Y -retning, svingeform 2 i X -retning og svingeform 3 er har en horisontal torsjon om Z -aksen som også gir forskyvninger i global Y -retning. Det forventes at lastfordelingen i konstruksjonselementene vil være forenelige med de dimensjonerende svingeformene. Svingeformene som er produsert i FEM-Design har

gjenkjennelig form med kjent teori (Chopra, 2007, Clough og Penzien, 1995, Booth and Key, 2006), øvrige svingeformer som ikke er vist her er kontrollert. Antatt periode for første svingeform er noe lavere enn perioden som er beregnet. Formelen angitt i Eurokode 8 Del 1 er en enkel tilnærming som ikke tar hensyn til byggets utforming utover selve høyden og type konstruksjon og vil dermed ikke være en god tilnærming for GOB. Konstruksjonens stivhetssenter er plassert i (globale koordinater) $x = 55.8m$ og $y = 10m$, som forklarer utbøyingen av sørenden av bygget. Denne forskyvningen er forventet å se ved seismisk last i den globale **Y**-retning. Se vedlegg G for beregning av stivhetssenteret.

For sammenligning med endret situasjon er egensvingeperiodene til svingeformene med massedeltagelse over 5 %, ved dimensjonerende spekter, grunntype B og q -faktor lik 1.5, plottet:



Figur 4.4: Dimensjonerende spektralverdier for viktige svingeformer for eksisterende situasjon.

4.1 Lineær spektrumanalyse eksisterende konstruksjon

Resultatene fra den lineære analysen, der oppleggene som simulerer pelene kan ta opp både strekk og trykkrefter presenteres her. Det fokuseres på spenningsfordeling og skjærkraft i de vertikale betongskivene som skal ta opp horisontal belastning. I analysen benyttes de spektrene som er beregnet i rapportens kapittel 3.4.1 der resultatene fra elastisk responsspekter med dempingsforhold ξ lik 1-, 3- og 5 % sammenlignes med hverandre og mot det dimensjonerende spekteret med q -faktor lik 1.5, 2.5 og 3.5.

Spenninger og skjær i vertikale betongskiver, samt grunnskjæret i konstruksjonen som følger av seismisk last sammenlignes med resultatene fra vindlast.

Resultatene som presenteres for de vertikale elementene er tatt fra dominerende seismisk lastkombinasjon i global **X**- og **Y**- retning. For vertikale veggelement presenteres trykk- og strekkrefter ($\pm N_y$) fordelt over høyden, og skjærkrefter ($\pm N_{xy}$) fordelt i veggen.

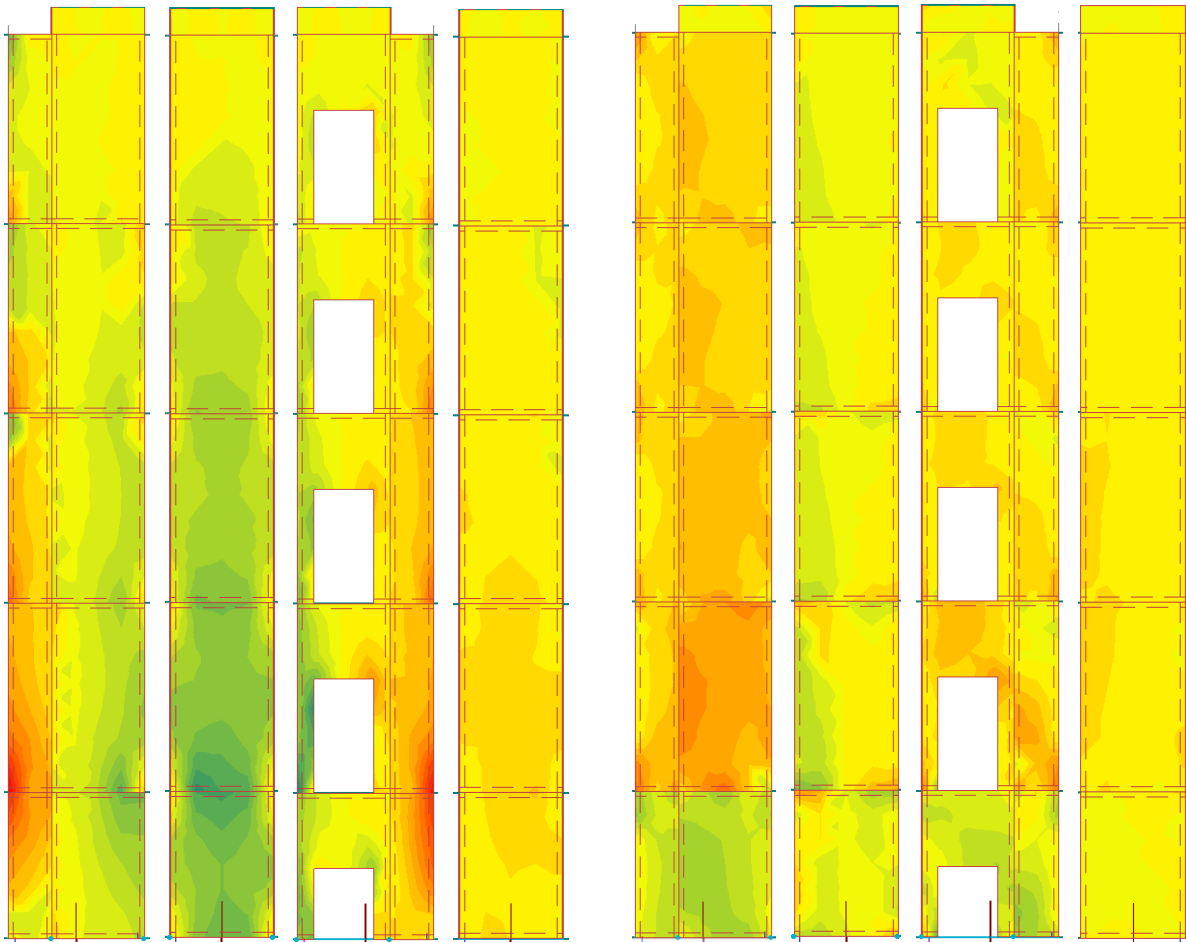
Orientering i plan, samt nummerering av veggskivene er vist i vedlegg F. Veggene er vist i oppriss med visning fra akse 1 mot akse 14, sjaktene er vist fra innsiden. Global **Y**-retning går fra akse A til E og **X**-retning fra akse 1 til 14.

Fragepaletten for skjær går fra $\pm 1000 \frac{kN}{m}$ med verdi for stegene lik $100 \frac{kN}{m}$, for trykk og strekk går fargepaletten fra $\pm 2000 \frac{kN}{m}$ med verdi for stegene lik $200 \frac{kN}{m}$ der negativ verdi (grønn) er trykk og positiv (rød) er strekk. Lastfordeling i veggelementene for de øvrige grunntypene vil ha lik form men med ulik størrelsesorden, de er derfor ikke vist med figur. Belastning for de øvrige grunntypene er i vist i vedlegg F.

Lastkombinasjonene som er valgt til å representere spenningsfordeling ved seismisk last er nummer 7 og 9, se vedlegg C. For vindlasten er det kombinasjon nummer 1 og 3. Valgte kombinasjoner er de som gir største opptredende spenningstopp i veggelementene og er derfor de som legges til grunn for vurderingene som gjøres. P-delta effektene som er presentert i kapittel 3.1.4 inkluderes i den lineære analysen.

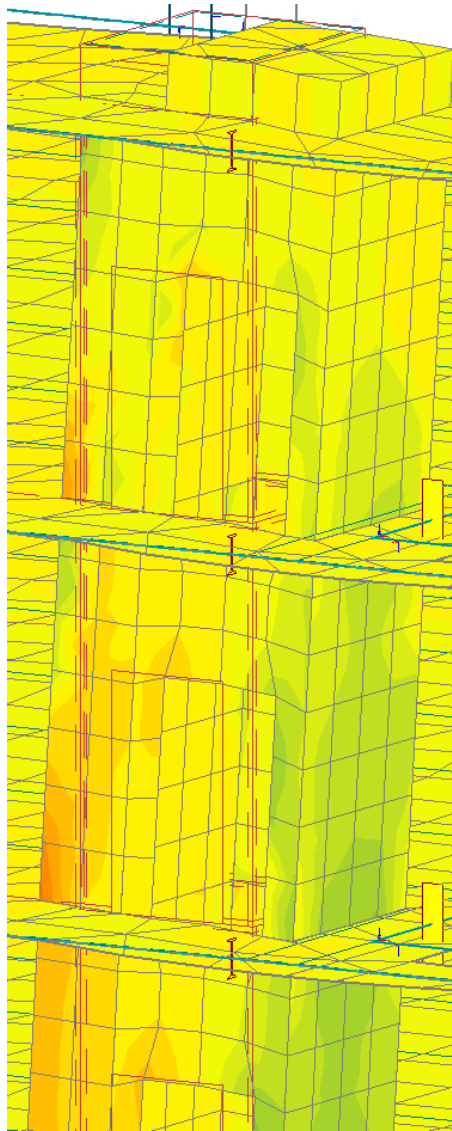
Fordeling av trykk, strekk og skjær over høyden til utvalgte veggelement, ved elastisk spekter, grunntype B og $\xi = 5 \%$;

Dominerende seismisk last i global **X**-retning:



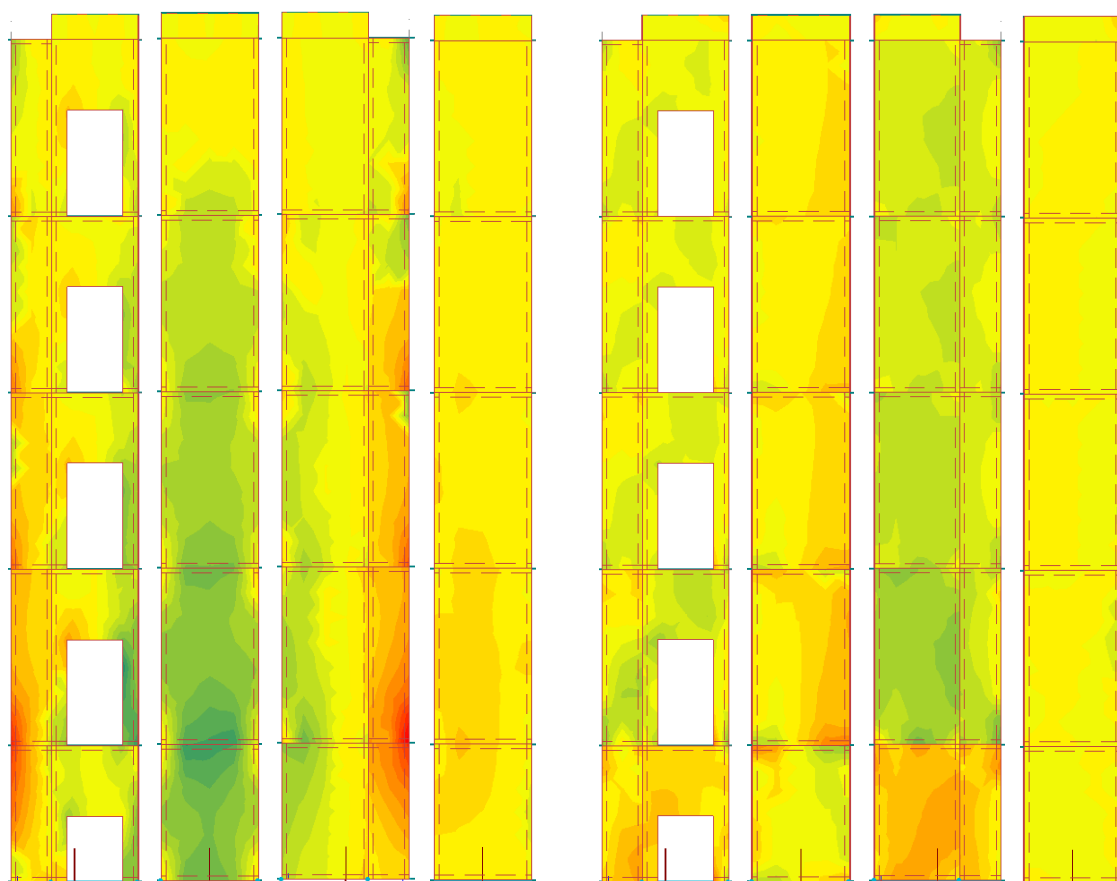
Figur 4.1.1: Trykk-, strekk- og skjærfordeling i sjakt nr. 1.

I sjakt nr. 1 blir fordelingen av trykk og strekk som forventet. Konsentrasjonen av lasten er lokalisert i overgangene til dekkene med litt ulik fordeling i veggene parallelt med lastretningen på grunn av vridningen av bygget. Veggene normalt på lastretningen får relativt jevn fordeling av trykk og strekk over vegghøyden, der lastintensiteten øker nedover i etasjene. I de to øverste etasjene er fordelingen av trykk og strekk i veggskivene vekslende fordi forskyvningen av dekkeelementene påvirker deformasjonsformen til sjaktene:



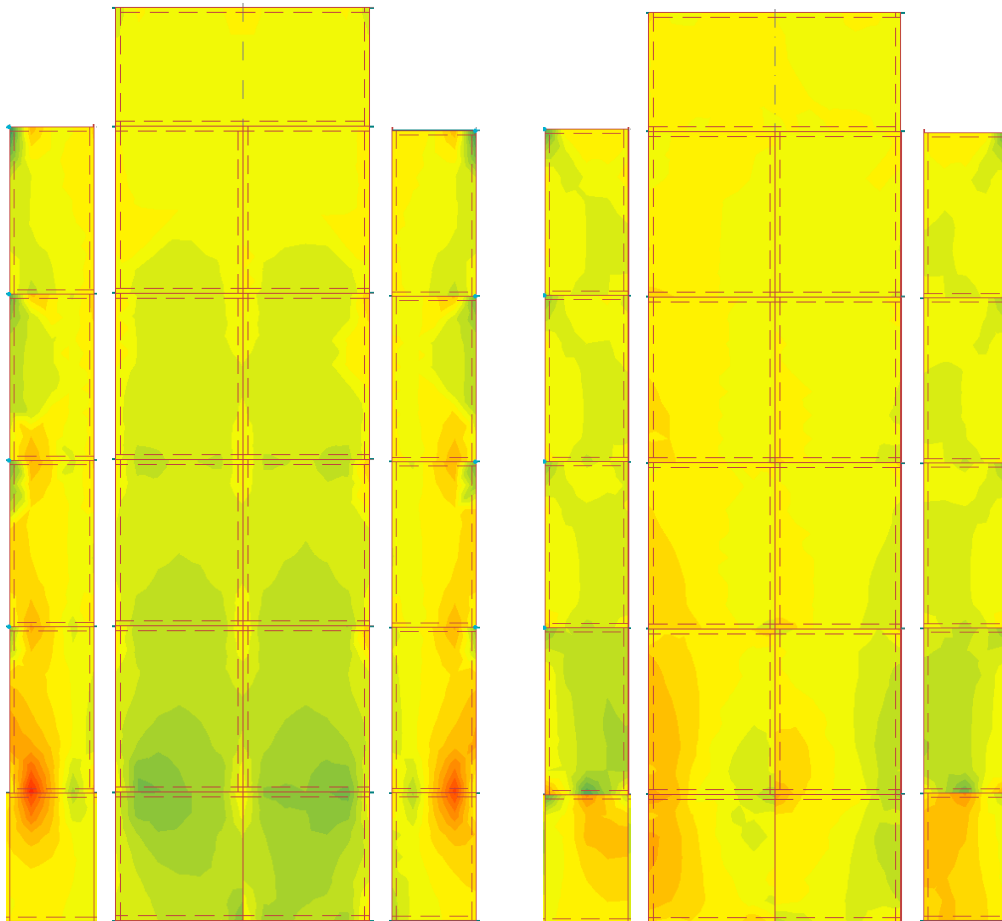
Figur 4.1.2: Deformasjonsmønstre for sjakt nr.1 vist med trykk- og strekkspenninger.

Veggelementene i konstruksjonen har en lastfordeling som minner om en innspent bjelke. Dette er fordi underetasjen, Vido 0, har større horisontalstivhet enn øvrige etasjer. Stivhetsbidraget i underetasjen kommer fra flere vertikale veggskiver i form av et tilfluktsrom og en grube med plasstøpte vegger. Resultatet er at største trykk og strekkspenninger konsentreres i overgangen mellom Vido 0 og Vido 1. Skjærspenningene endrer retning i veggelementet i underetasjen. Dette vil være en gjenganger for de fleste veggelementene som analyseres.



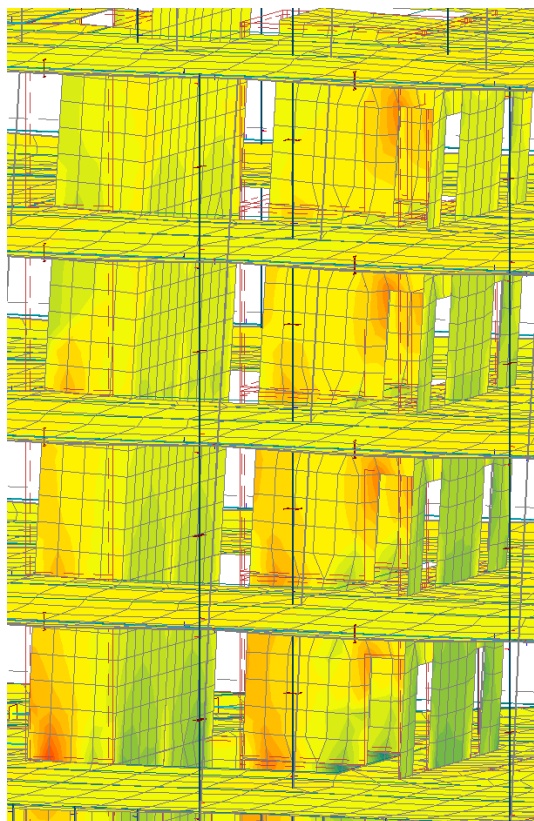
Figur 4.1.3: Trykk-, strekk- og skjærfordeling i sjakt nr. 2.

Likt som for sjakt nr. 1.

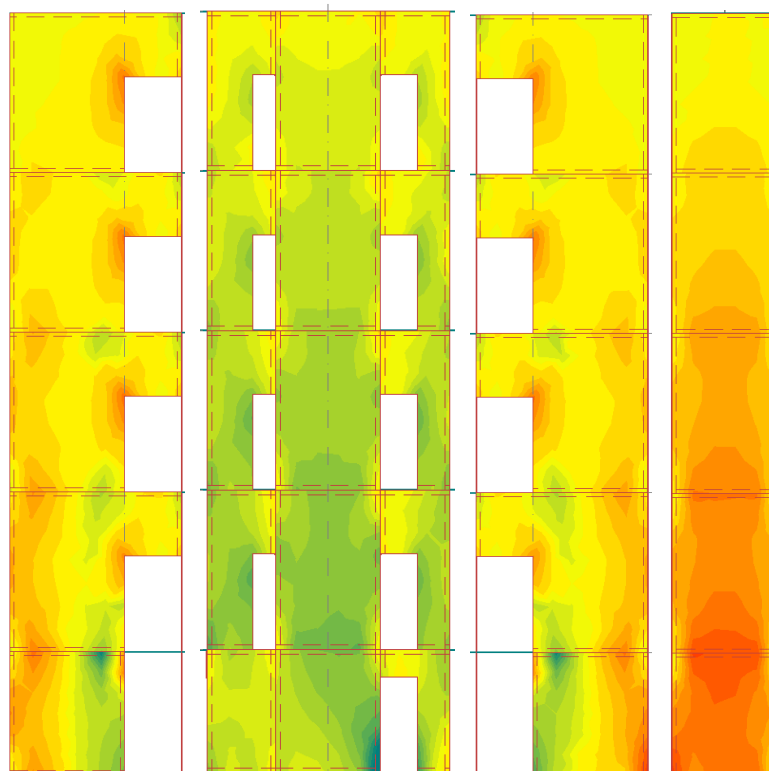


Figur 4.1.4: Trykk-, strekk- og skjærfordeling i sjakt nr. 3.

Spenningsfordelingen i sjakt nr. 3 er også som forventet. På grunn av en utsparing i dekket (se figur 4.1.5) er trykkspenningene konsentrert mot dekkekanten ved veggene som går parallelt med lastretningen. Skjærkreftene i veggen viser at utsparingen i bakkant av sjakten gir økte skjærspenninger mot dekkekantene, økende i de nedre etasjene. I veggene som går parallelt med lastretningen veksles det mellom trykk og strekk over høyden til veggene som antyder en deformasjonsform der de to øverste etasjene ikke forskyves like mye som de to etasjene under. Denne oppførselen er lik som for sjakt nr. 1 og 2 og kan sammenlignes med sensitivitetsfaktoren mellom forskyvninger i etasjene vist i tabell 4.1.8 og 4.1.9 for **X**- og **Y**-retning.

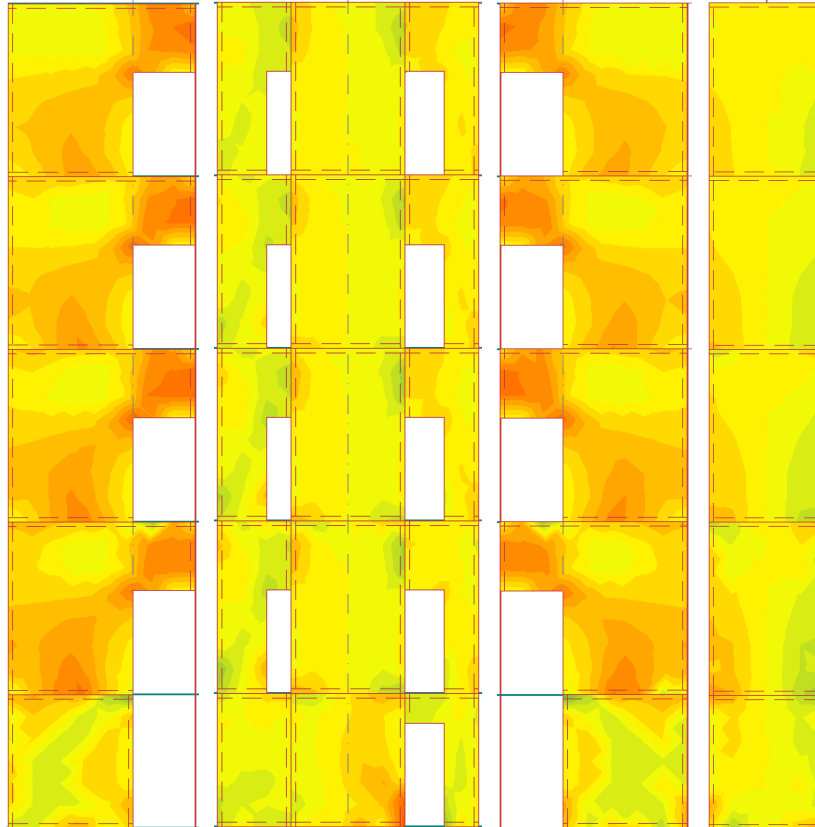


Figur 4.1.5: Deformasjonsmønster for sjakt nr. 3 og 4 vist med trykk- og strekkspenninger.



Figur 4.1.6: Trykk- og strekkfordeling i sjakt nr. 4.

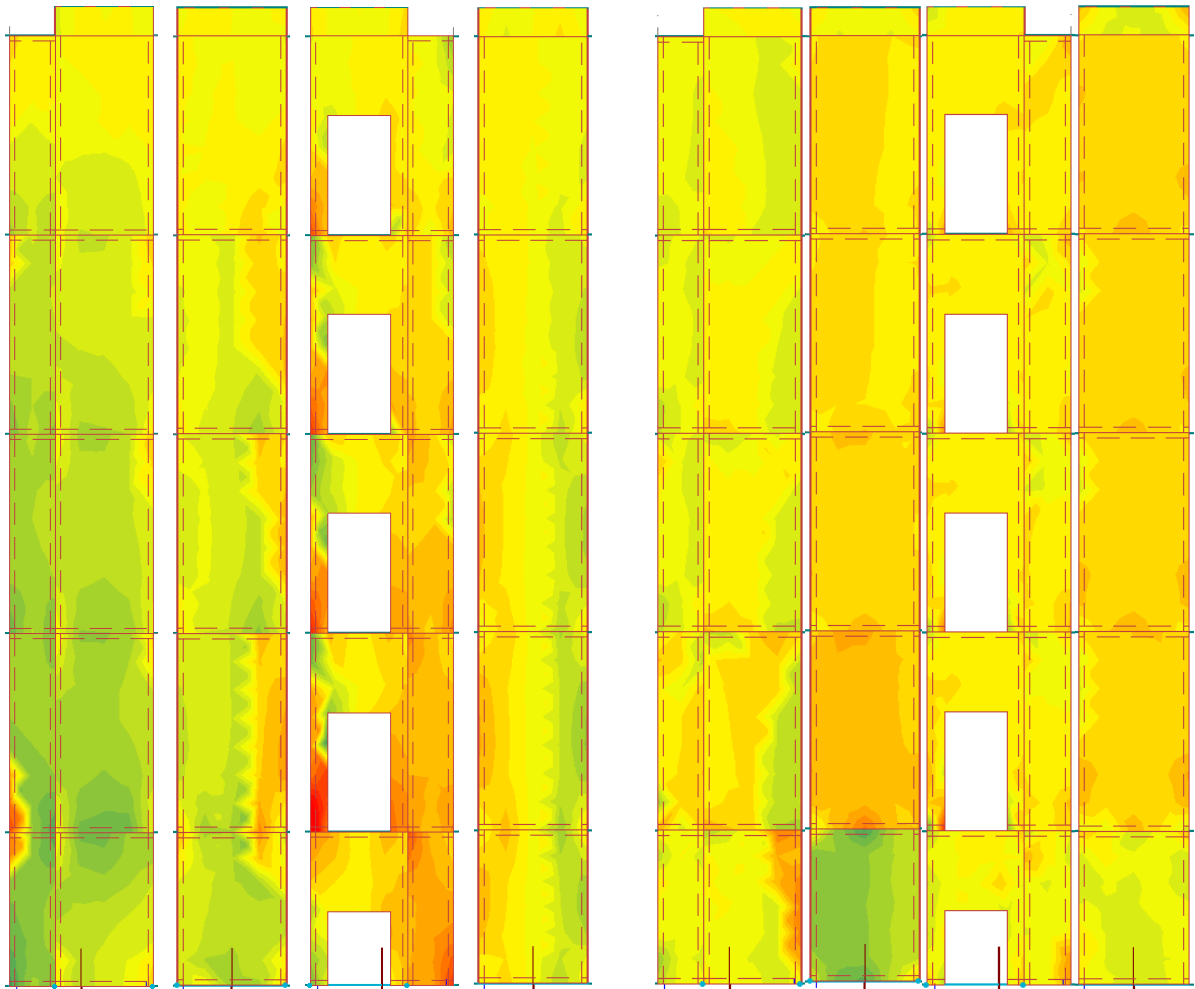
For sjakt nr. 4 operer veggene normalt på lastretningen som kraftpar der trykk og strekk opptas. I tillegg vil forskyvningene i veggelementene parallelt med lastretningen generere strekkspenninger ved døråpningene (med denne lastretningen) i øvre hjørne som er koblet til veggskiven normalt på lastretningen.



Figur 4.1.7: Skjærfordeling i sjakt nr. 4.

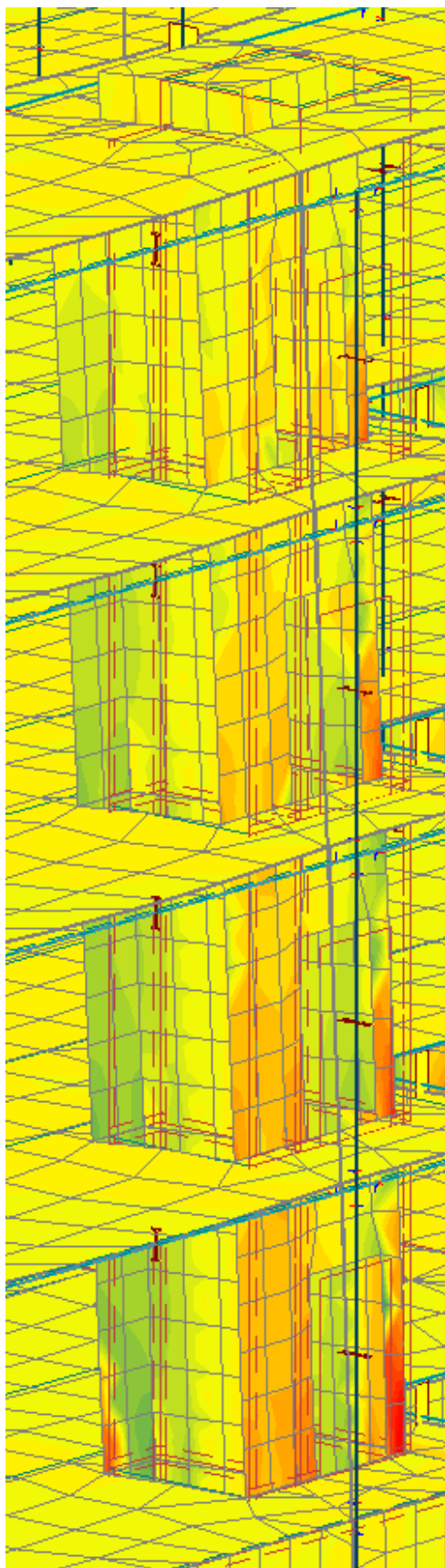
Skjærlastene konsentreres i veggskivene parallelt med lastretningen over dørene.

Dominerende seismisk last i global Y-retning:

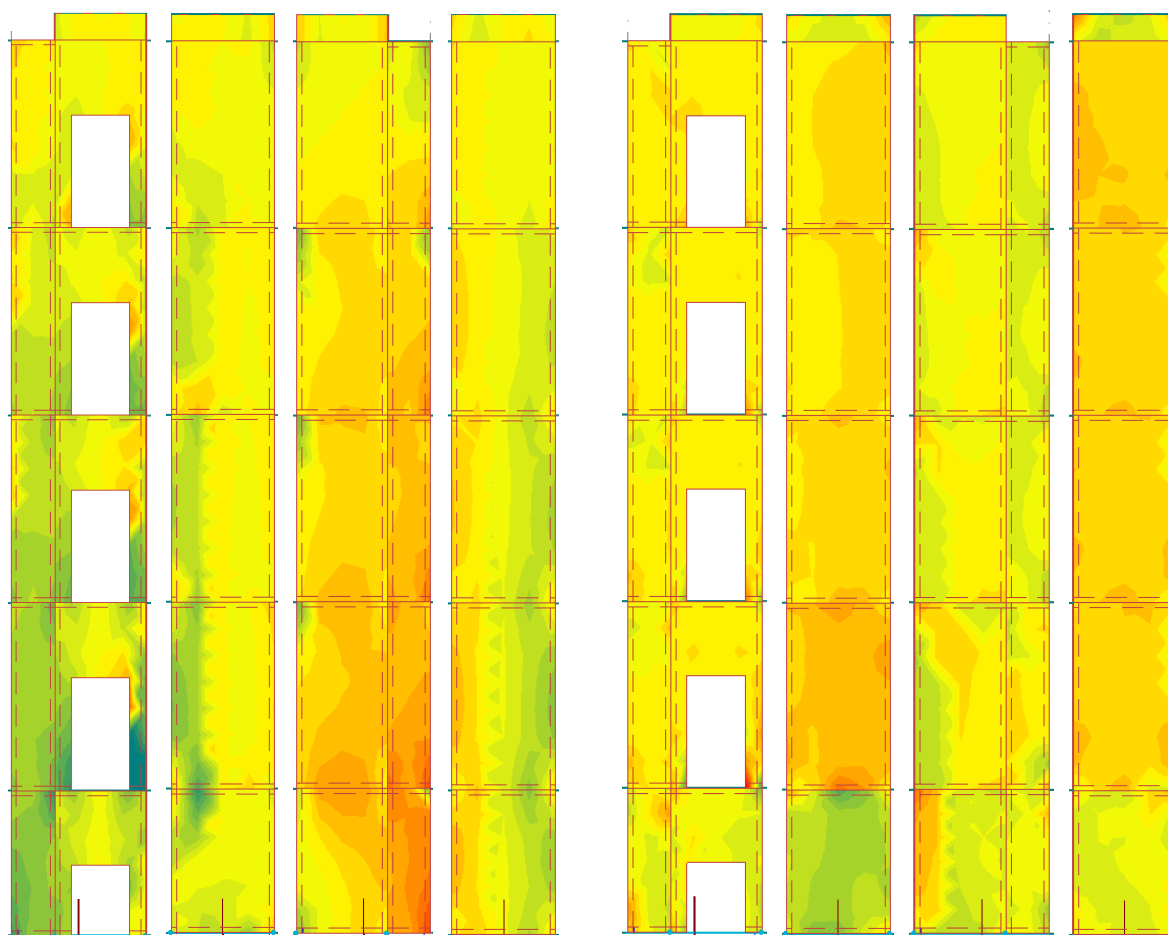


Figur 4.1.8: Trykk-, strekk- og skjærfordeling i sjakt nr. 1.

Fordelingen av trykk og strekk spenninger i sjakt nr. 1 antyder stor rotasjon av den søndre delen av konstruksjonen der strekkspenningene konsentreres i nedre hjørne av dørutsparingene. I veggelementet normalt på lastretningen som hovedsakelig er utsatt for oppstår det strekkspenninger i overgangen mellom Vido 1 og Vido 0, fordi forskyvningen i sjakten holdes igjen av dekke i Vido 1 som har en større stivhet på grunn av understående vegger. Deformasjonsmønsteret for sjakt nr. 1 er som følger:

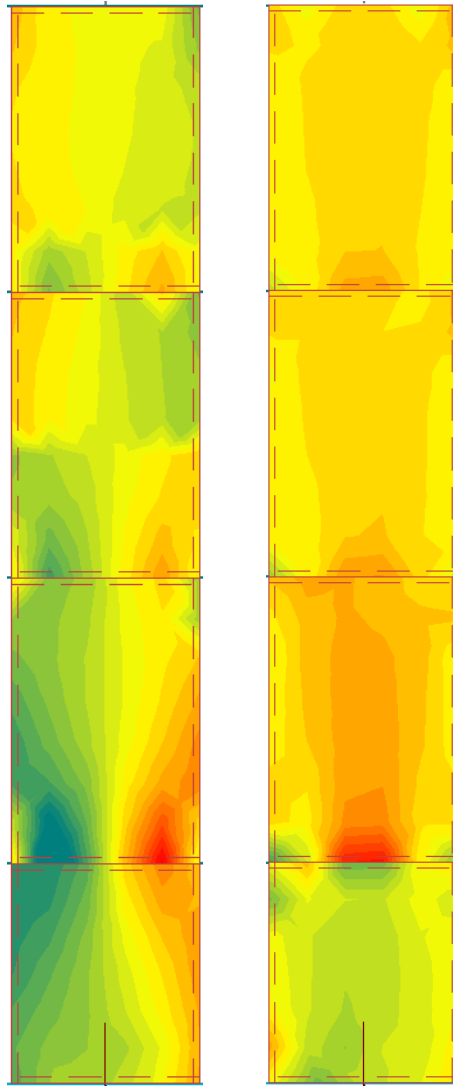


Figur 4.1.9: Deformasjonsmønster for sjakt nr.1 vist med trykk- og strekkspenninger.



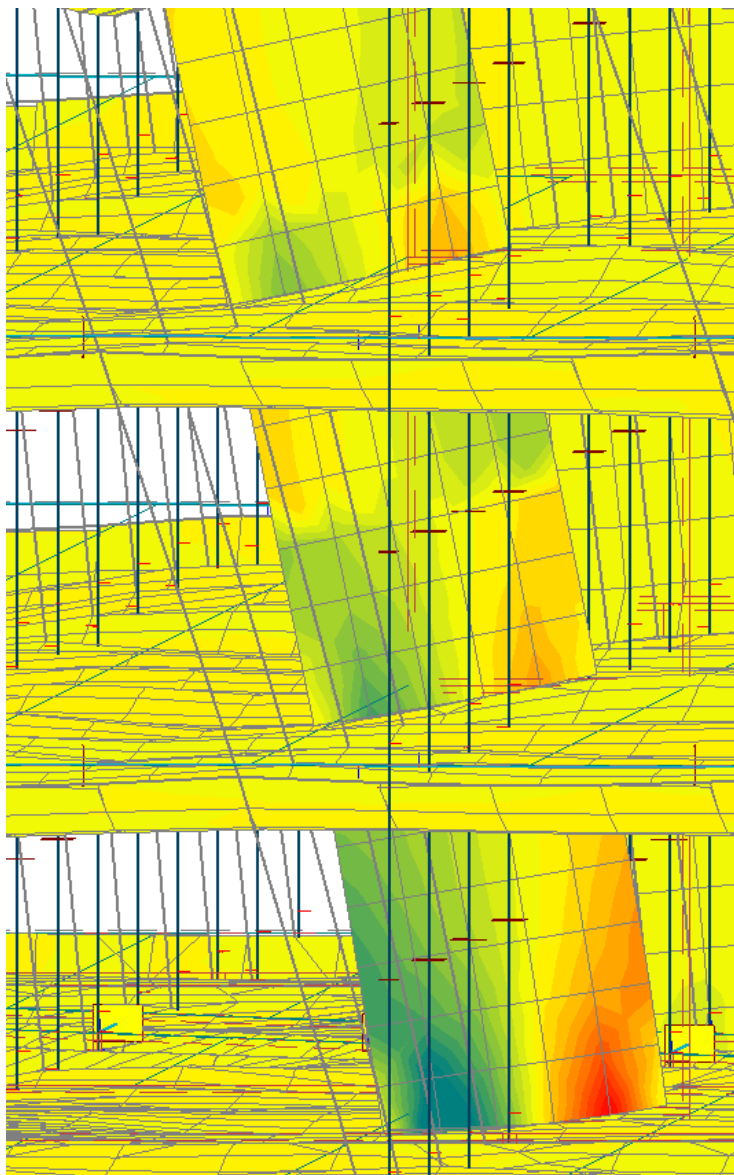
Figur 4.1.10: Trykk-, strekk- og skjærfordeling i sjakt nr. 2.

Likt som for sjakt nr. 1, men med konsentrert trykk i nedre hjørne av dør.

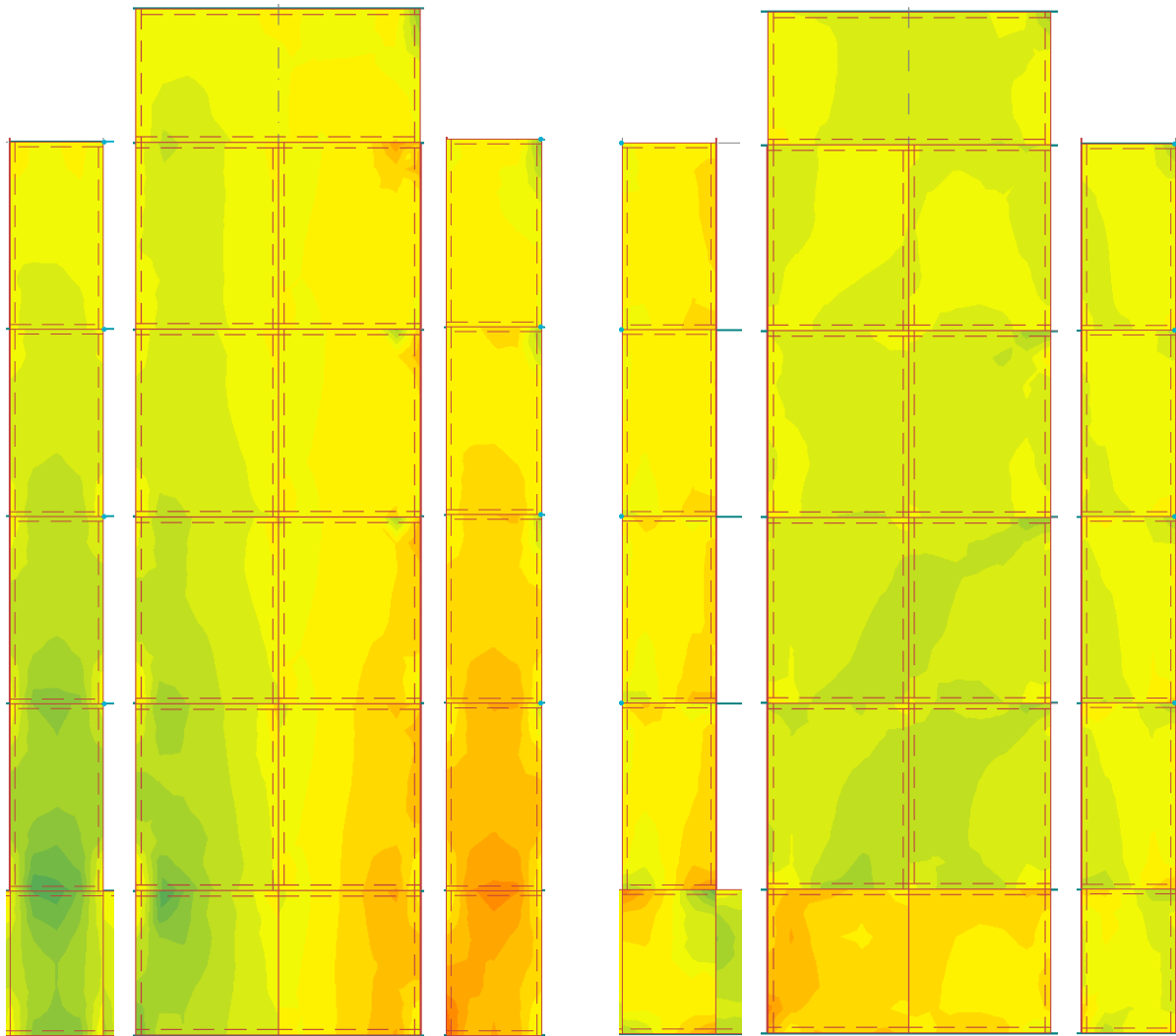


Figur 4.1.11: Trykk-, strekk- og skjærfordeling i vegg nr. 1.

Skjærspenningene i vegg nr.1 fordeles jevnt over veggelementets høyde, med unntak av overgangen til dekke i Vido 1. Årsaken er den økte stivheten i denne dekkeskiven forårsaket av de støpte betongveggene i Vido 0. Fordelingen av trykk og strekk over høyden var ikke forventet. Det var forventet en jevn fordeling, men på grunn av veggen holdes igjen av dekkelementene blir fordelingen som vist. Deformasjonsmønsteret, skalert 1:100 for å vise virkningen, er som følger:

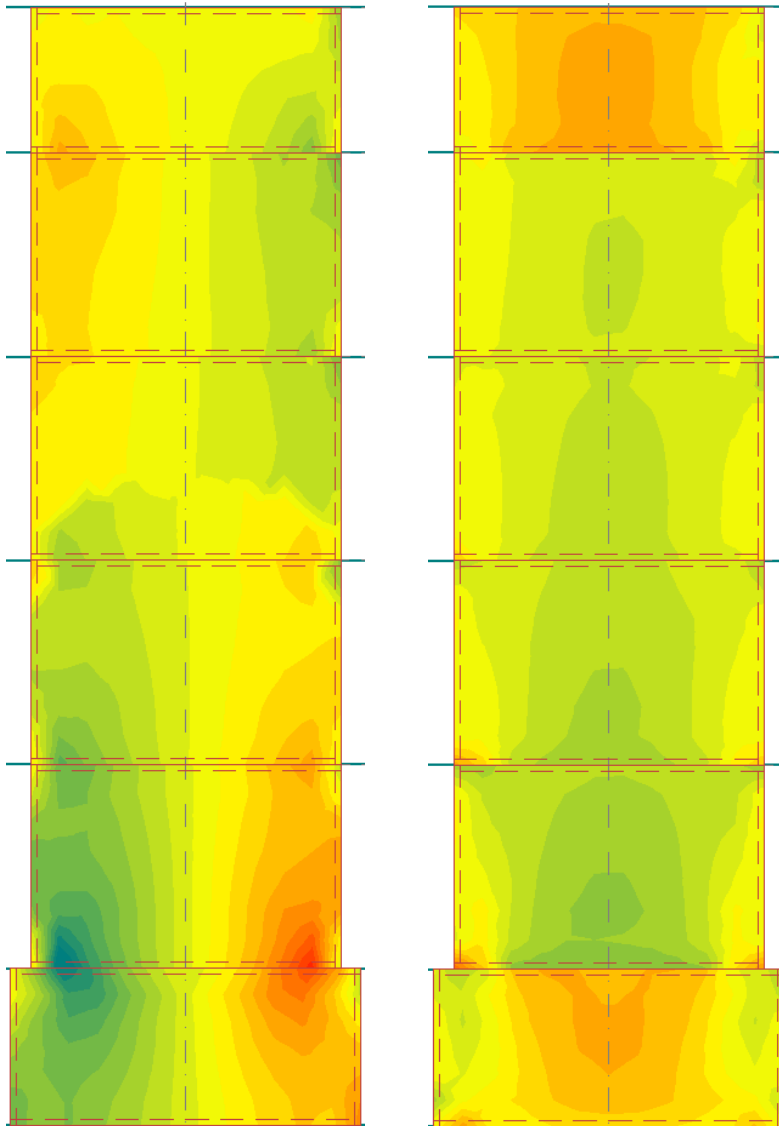


Figur 4.1.12: Deformasjonsmønstre for vegg nr. 1 vist med trykk- og strekkspenninger.



Figur 4.1.13: Trykk-, strekk- og skjærfordeling i sjakt nr. 3.

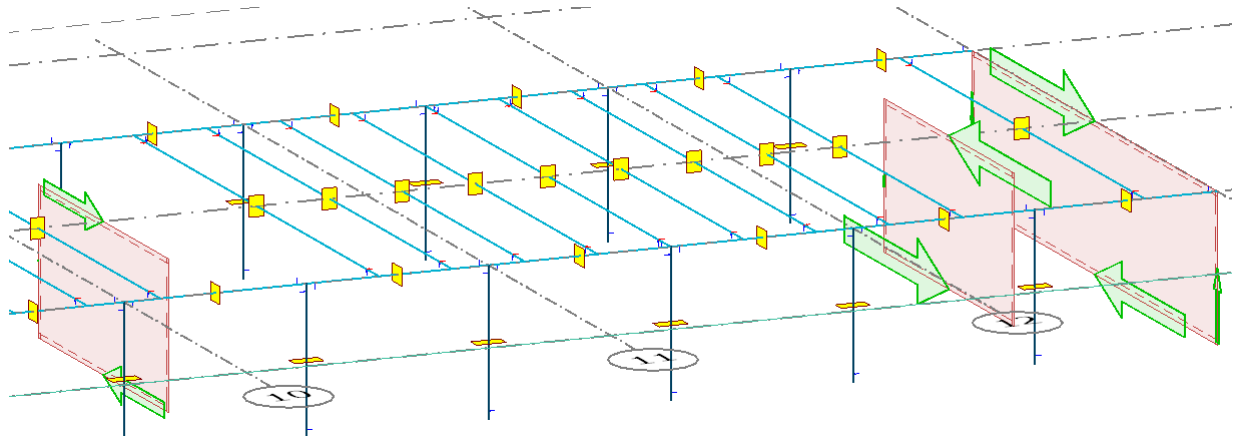
Som for seismisk last i **X**-retning vil fordelingen av trykk og strekk i veggen (den midtre i sjakt nr. 3) parallelt med lastretningen preges av utsparingen i dekket. Skjærspenningene som går diagonalt i veggen vitner om den tidligere omtalte vridningen i konstruksjonen som forårsakes av seismisk last i global **Y**-retning.



Figur 4.1.14: Trykk-, strekk- og skjærfordeling i vegg nr. 2.

Trykk- og strekkfordelingen over høyden til veggelementet viser de samme tendensene som for vegg nr.1. I øverste etasje har vegg nr. 2 en motsatt rettet skjærkraft fordelt over etasjehøyden enn de påfølgende etasjene under. Forventningen var at skjærkreftene skulle fordeles jevnt, med samme retning i alle etasjene over underetasjen. Årsaken til den uventede fordelingen i skjærlasten, er en veggskive som står nært vegg nr. 2 i øverste etasje. Dekkelementet på oppbygget opptrer som et bjelkeelement der de to veggene benyttes som opplegg der det dannes et kraftpar. Resultatet er at vegg nr. 2 får en motsatt rettet skjærlast i øverste etasje som utlignes i etasjeskillet.

Fra venstre; vegg i sjakt nr. 3, vegg nr. 2 og nærliggende vegg til nr. 2.



Figur 4.1.15: Kraftpar i vegg nr. 2 og nærliggende vegg.

I nordenden av bygget, der de stive kjernene er plassert sentrisk i planet og fundamenteringen er plassert på fjell, får vegg nr. 2 og sjakt nr. 3 motsatt rettet skjærkraft i elementene (i global retning) i forhold til vegg nr. 1 og sjakt nr. 1 og 2 som er plassert på peler i sørenden av bygget. Dette bekrefter at det er konstruksjonens svingeform nr. 1 og 3 som er dominerende svingeformer for konstruksjonens masse i den globale **Y**-retningen og viser en vridning om den globale **Z**-aksen. Den totale deformasjonen til for seismisk last med elastisk spekter og $\xi = 5\%$ er vist i vedlegg F for begge lastretningene.

Det bør nevnes at spenningene som er vist i resultatene er maks verdier i en node i elementnettet og vil således ikke gjengi nøyaktig spenning i veggelementene. De viser derimot godt hvor konsentrasjonen av lastene er lokalisert, hvordan de fordeles og avtar i elementene.

Maksverdier for trykk-, strekk- og skjærspenninger i de veggelementene som er betraktet er presentert som følger:

	Elastisk responsspektrum grunntype B, global X -retning [$\frac{kN}{m}$]								
	$\xi = 1\%$			$\xi = 3\%$			$\xi = 5\%$		
	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær
Sjakt nr. 1	2331	2722	744	2050	2348	648	1860	2094	583
Sjakt nr. 2	2171	2883	743	1909	2491	646	1731	2225	581
Sjakt nr. 3	1997	2309	898	1798	1982	783	1662	1760	705
Sjakt nr. 4	3410	2048	814	3037	1754	727	2783	1554	668

Tabell 4.1.1: Trykk-, strekk- og skjærspenninger elastisk spektrum grunntype B, global X-retning.

	Elastisk responsspektrum grunntype B, global Y -retning [$\frac{kN}{m}$]								
	$\xi = 1 \%$			$\xi = 3 \%$			$\xi = 5 \%$		
	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær
Sjakt nr. 1	2186	3613	1122	1927	3096	957	1752	2745	844
Sjakt nr. 2	3339	1887	1321	2879	1637	1159	2566	1467	1049
Vegg nr. 1	3943	2840	1204	3491	2396	1048	3184	2094	943
Sjakt nr. 3	1785	1528	725	1577	1302	641	1436	1147	585
Vegg nr. 2	3077	2336	749	2713	1971	662	2464	1721	603

Tabell 4.1.2: Trykk-, strekk- og skjærspenninger elastisk spektrum grunntype B, global Y-retning.

Fordeling av trykk, strekk og skjær over høyden til utvalgte veggelement, ved dimensjonerende spekter, grunntype B og $q = 1.5$ er stort sett lik som for elastisk spekter med samme grunntype og $\xi = 5 \%$. Forskjellen ligger i størrelsesordenen på maks opptredende spenning i elementene og forskyvningene som opptrer siden de lineært beregnede forskyvningene multipliseres med faktoren $q_d = q$. Maksverdiene er presentert her:

	Dimensjonerende responsspektrum grunntype B, global X -retning [$\frac{kN}{m}$]								
	$q = 1.5$			$q = 2.5$			$q = 3.5$		
	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær
Sjakt nr. 1	1267	1304	379	856	755	287	729	536	235
Sjakt nr. 2	1201	1397	407	908	822	272	783	575	238
Sjakt nr. 3	1242	1070	499	951	590	381	825	384	330
Sjakt nr. 4	1996	934	484	1448	503	357	1214	298	302

Tabell 4.1.3: Trykk-, strekk- og skjærspenninger dimensjonerende spektrum grunntype B, global X-retning.

	Dimensjonerende responsspektrum grunntype B, global Y -retning [$\frac{kN}{m}$]								
	$q = 1.5$			$q = 2.5$			$q = 3.5$		
	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær
Sjakt nr. 1	1206	1656	496	827	899	323	677	574	285
Sjakt nr. 2	1596	939	706	1134	572	468	943	414	366
Vegg nr. 1	2233	1159	615	1569	506	388	1285	226	321
Sjakt nr. 3	1014	689	416	703	394	291	556	222	237
Vegg nr. 2	1724	980	426	1177	432	296	943	155	240

Tabell 4.1.4: Trykk-, strekk- og skjærspenninger dimensjonerende spektrum grunntype B, global Y-retning.

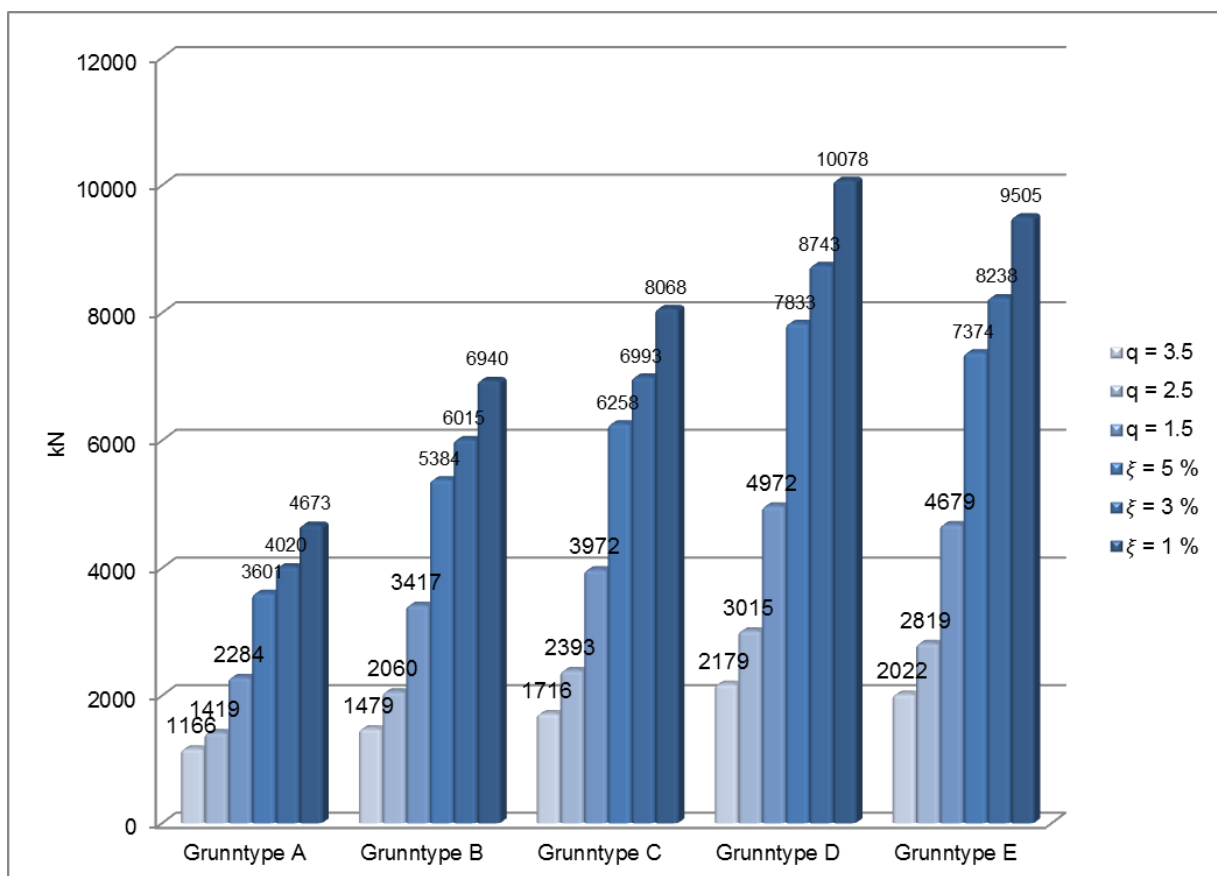
Spenningsfordelingen for de øvrige jordtypene er lik som for grunntype B, men med ulik størrelsesorden. Maks opptredende spenninger i de betraktete veggelementene for grunntype A og C-E er presentert i vedlegg F.

På bakgrunn av plassering og fordeling av spenningene i de vertikale veggelementene kan forsterkende tiltak vurderes. Målet vil være å fordele belastningen og forskyvningene jevnt over konstruksjonen og begrense torsjonsvridningen om byggets globale **Z**-akse. Grunn- og fundamenteringsforholdene sammen med eksisterende stive veggskiver gjør at nordenden av

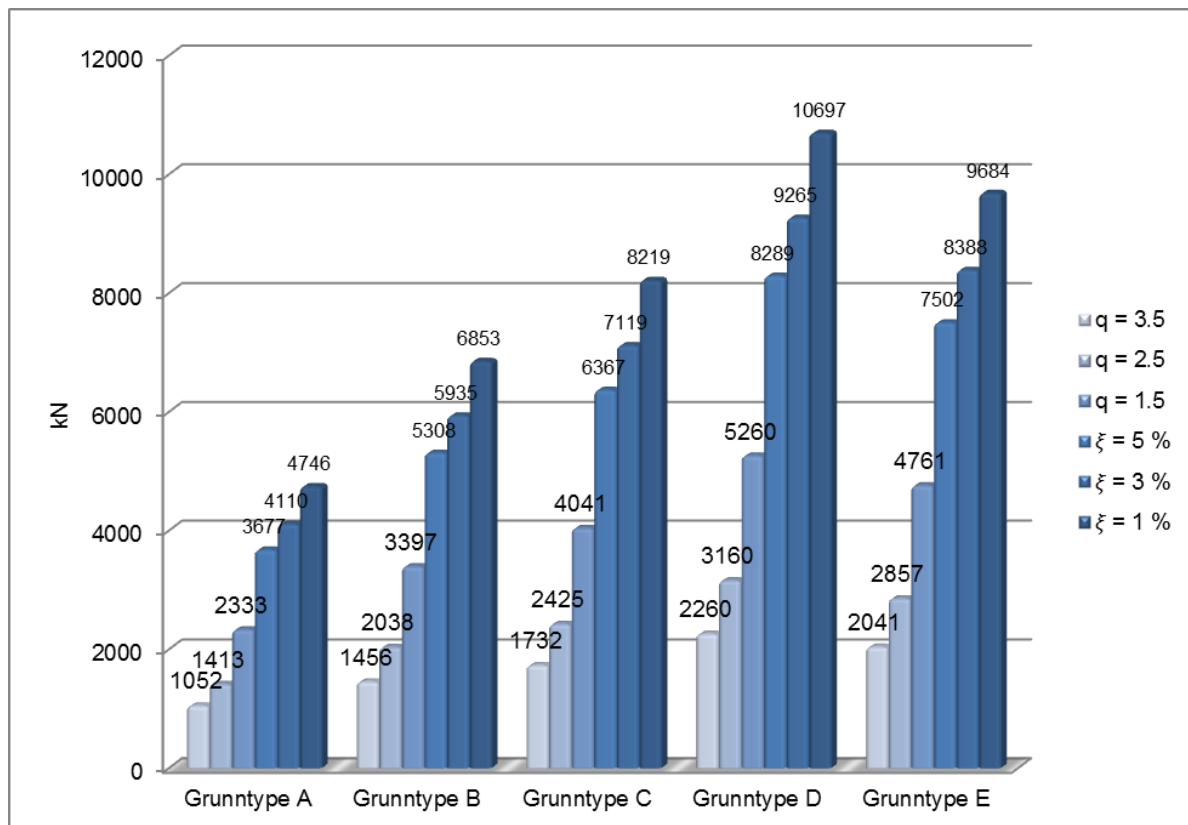
konstruksjonen er stivere enn sørenden. Dette resulterer i at stivhetssenteret er plassert mellom de to stive kjernene i nordenden. For å motvirke vridningen plasseres to stive veggskiver mellom akse A og B og, D og E i akse 1. Det nye stivhetssenteret for konstruksjonen med foreslåtte nye veggelementer er beregnet i vedlegg F.

Grunnskjæret i konstruksjonen gir et bilde på den totale lasten som påføres fra den seismiske lasten. Ved lavere gjennomsnittlig skjærbølgehastighet i grunnen vil konstruksjonen få større tid til å respondere på svingningene og fører til at en større andel av energien fra skjelvet kan overføres konstruksjonen. Dette forholdet avhenger også av konstruksjonens egenperioder. For GOB, med tilhørende dominerende egensvingeperioder, stemmer dette overens for grunntypene A-D. For grunntype E gir egensvingeperiodene lavere respons og tilhørende grunnskjær enn for grunntype D. Årsaken er at responspekteret for grunntype E (både elastisk og dimensjonerende) har en høyere respons enn øvrige grunntyper for perioder i området 0-0.10 sekunder, deretter avtar responsen hurtigere enn for grunntype D som vil gi en større respons.

Grunnskjær fra seismisk last ved bruk av elastisk- og dimensjonerende spekter med henholdsvis $\xi = 5\%$, 3% , og 1% og q -faktor lik 1.5, 2.5 og 3.5, grunntype A-E;



Figur 4.1.16: Grunnskjær grunntype A-E ved seismisk lasttilfelle i global X-retning.



Figur 4.1.17: Grunnskjær grunntype A-E ved seismisk lasttilfelle i global Y-retning.

Grunntypen for en konstruksjon er i de fleste tilfeller ikke varierende for betraktningen som utføres, men det vil være interessant å se hvor mye grunnskjæret reduseres for forskjellig dempingsforhold og q -faktor i konstruksjonen innenfor samme grunntype. Reduksjon i grunnskjær for grunntype A-E, med $\xi = 1\%$ og $q = 1.5$ som referanseverdi:

Reduksjon i grunnskjær grunntype A-E					
$\xi = 1\%$	$\xi = 3\%$	$\xi = 5\%$	$q = 1.5$	$q = 2.5$	$q = 3.5$
1	0.86	0.77	1	0.60	0.43

Tabell 4.1.5: Reduksjon i grunnskjær grunntype A-E for med $\xi = 1-5\%$ og $q = 1.5-3.5$.

For dimensjonerende spekter er resultatet som forventet da 1.5 dividert med 2.5 og 3.5 er henholdsvis 0.60 og 0.43. Dersom man benytter dimensjonerende spekter for å definere den seismiske lasten, der det blir nødvendig å redusere belastningen i konstruksjonen kan man enkelt forutsi hvilken duktilitet (representert med q -faktoren) konstruksjonen må ha for å kunne ta opp belastningen i deformasjoner. For eksisterende bygg kan man da forsterke konstruksjonens bæresystem for å oppnå nødvendig duktilitet. Ved bruk av elastisk responsspekter er ikke reduksjonen i grunnskjæret like forenelig med endringen i dempingsforholdet ξ , som for dimensjonerende spekter. Dersom eksisterende konstruksjon har behov for økt demping av den seismiske lasten kan separate dempningssystem installeres som absorber forskyvningene og tilhørende laster, eksempelvis med stålkryss der stagene har hydrauliske eller viskøse dempere. En modellerer da vibrasjons- eller svingningsdempere i modellen og beregner ny opptredende last i konstruksjonen. Dette er en relativt enkel prosess,

dersom programvaren har mulighet til å implementere slike elementer, der en effektiv kan foreslå utbedring av gjeldende konstruksjon.

I følge (Booth and Key, 2006) og (Chopra, 2007) vil dempningen ha øvre verdi på rundt 5-7 % for nye- og 3-5 % for eksisterende bygninger. Som analysen viser vil byggets duktilitet ha større betydning for dens seismiske belastning enn dempingsforholdet. En vil da ha større utbytte ved å sørge for at en konstruksjon har mulighet til å deformere seg enn å øke dempingsforholdet, uavhengig av grunntypen konstruksjonene er plassert på. Det bør nevnes at kostnadsvurdering, ikke bare konstruksjonsvurdering, vil i mange tilfeller være avgjørende for hvilken metode som benyttes anvendes for å utbedre dempningen i konstruksjonen. Booth and Key, 2006, har studert enkelte løsninger og kostvurderinger, det anbefales å lese studien dersom forbedrende tiltak vurderes.

Det forventes at P-delta effektene, definert i denne rapportens kapittel 3.1.4, ikke endres for analyse med elastisk spekter innenfor samme grunntype. Dempingsforholdet skalerer det elastiske responsspekteret som er definert av grunntypen til- og geografisk plassering av konstruksjonen, men vil utover dette ikke påvirke forskyvningene. Dempningen vil dermed ikke ha innvirkning på den horisontale forskyvningen til etasjene utover skalering av spekteret, som vist ved beregning av sensitivitetsfaktoren for forskyvninger i etasjene:

Etasje	Sensitivitetsfaktor, grunntype B, elastisk responspekter					
	θ_x			θ_y		
	$\xi = 1 \%$	$\xi = 3 \%$	$\xi = 5 \%$	$\xi = 1 \%$	$\xi = 3 \%$	$\xi = 5 \%$
Vido 0	0.004	0.004	0.004	0.006	0.006	0.006
Vido 1	0.034	0.034	0.034	0.033	0.033	0.033
Vido 2	0.032	0.032	0.032	0.039	0.039	0.039
Vido 3	0.031	0.031	0.031	0.037	0.037	0.037
Vido 4	0.019	0.019	0.019	0.018	0.018	0.018
Oppbygg	0.001	0.001	0.001	0.003	0.003	0.003

Tabell 4.1.6: Sensitivitetsfaktor for elastisk responspekter, grunntype B.

I motsetning til det elastiske spekteret forventes det at det dimensjonerende spekter, med valgt q -faktor, vil endre sensitivitetsfaktoren, θ , for forskyvninger mellom etasjene og tilhørende P-delta effekter innenfor samme grunntype. I tillegg til å skalere responsspekteret multipliseres forskyvningene, produsert med anvendelse dimensjonerende spekter, med $q_d = q$ etter Eurokode 8 Del 1 kapittel 4.3.4. Det forventes derfor at bruk av dimensjonerende spekter også vil øke sensitivitetsfaktoren betydelig.

Forskyvningen til etasjene påvirkes da direkte av valgt q -faktor og vil følgelig endre sensitivitetsfaktoren og P-delta effektene i konstruksjonen:

Etasje	Sensitivitetsfaktorer, grunntype B, dimensjonerende responspekter					
	θ_x			θ_y		
	$q = 1.5$	$q = 2.5$	$q = 3.5$	$q = 1.5$	$q = 2.5$	$q = 3.5$
Vido 0	0.006	0.009	0.013	0.009	0.014	0.020
Vido 1	0.051	0.084	0.118	0.050	0.084	0.117
Vido 2	0.048	0.079	0.111	0.059	0.098	0.137
Vido 3	0.047	0.077	0.108	0.055	0.092	0.128
Vido 4	0.028	0.047	0.065	0.028	0.046	0.065
Oppbygg	0.002	0.004	0.010	0.004	0.007	0.010

Tabell 4.1.7: Sensitivitetsfaktor for dimensjonerende responspekter, grunntype B.

Differansen mellom sensitivitetsfaktorene varierer for valgt q -faktor, som forventet. Årsaken kommer av at forskyvningene for konstruksjonen som analyseres øker for større verdier valgt for konstruksjonsfaktoren. Forholdet mellom $P_{tot} * d_r$ (den totale gravitasjonslasten ved og over etasjen som vurderes multiplisert med forskyvningen til etasjen) og $V_{tot} * h$ (den totale seismiske skjærkraften i etasjen multiplisert med etasjehøyden) i formel 3.1.1 kapittel 3.1.4 antyder at P-delta effektene og sensitivitetsfaktoren kan være vanskelig å anta før laster og forskyvninger er beregnet. Dette er fordi grunntyper med lavere gjennomsnittlig skjærbølgehastighet vil gi større skjærlast samtidig som resulterende forskyvning blir større.

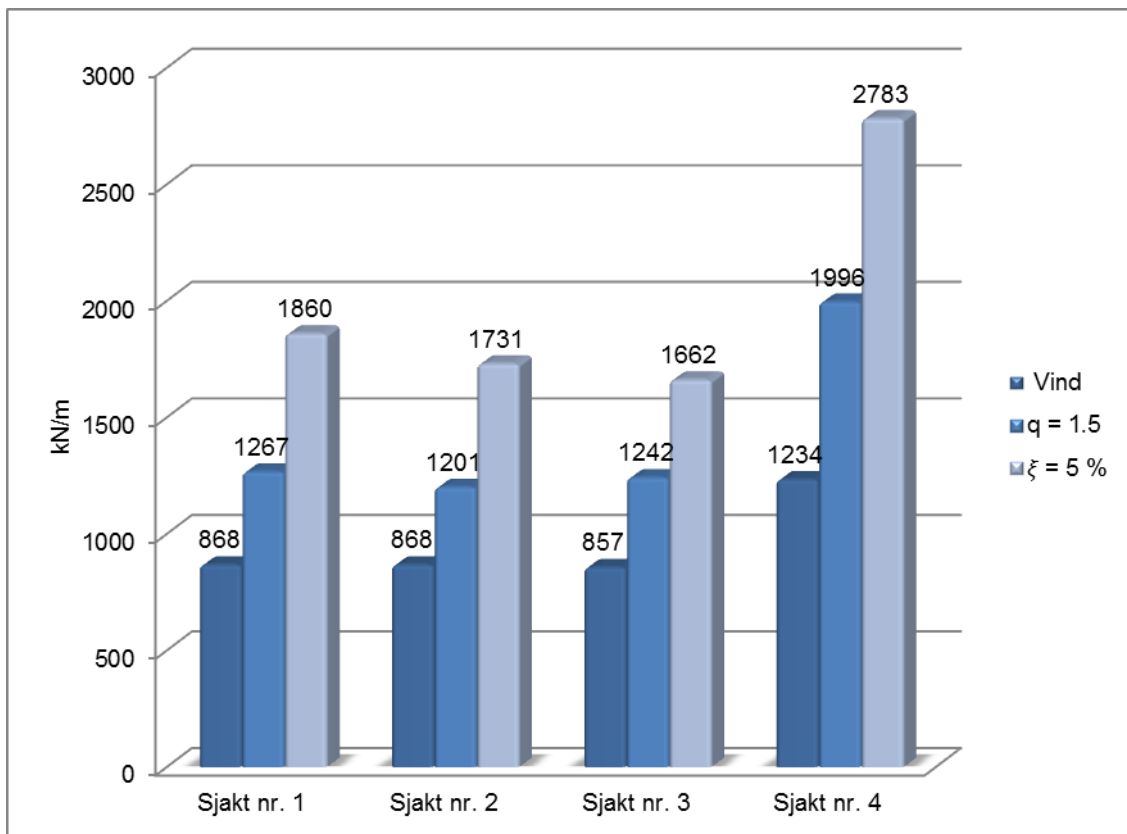
Selv om den totale seismiske skjærkraften i etasjen også forventes å øke ved lavere gjennomsnittlig skjærbølgehastighet i grunnen vil forskyvningen øke eksponentielt raskere der resultater er at sensitivitetsfaktoren øker. Unntaket for er grunntype E, der egensvingeperioden til konstruksjonen havner utenfor det området der grunntype E gir større respons enn grunntype D, se vedlegg B.5 der spektrene er vist.

Selv om verdiene for sensitivitetsfaktoren, θ , er relativt lave, indikerer de at det er konstruksjonens globale **Y**- retning som har største forskyvninger. Konstruksjonenes deformasjonsmønster viser at bygget får en vridning om **Z**-aksen, sentrert mot nordenden av konstruksjonen. Dette fører til at de vertikale bærende elementene i sørenden får en større horisontal forskyvning enn de i nordenden. For GOB, som analyseres i denne rapporten er θ verdiene så lave at det ikke anses som nødvendig å fordele andreordensbidraget ulikt over etasjenes lengderetning. Dersom en analyse gir store verdier for θ kan bidraget fra andreordens effekter bli så store at de burde bergenes ulikt i etasjenes lengderetning, der bidraget er størst der største forskyvningen opptrer.

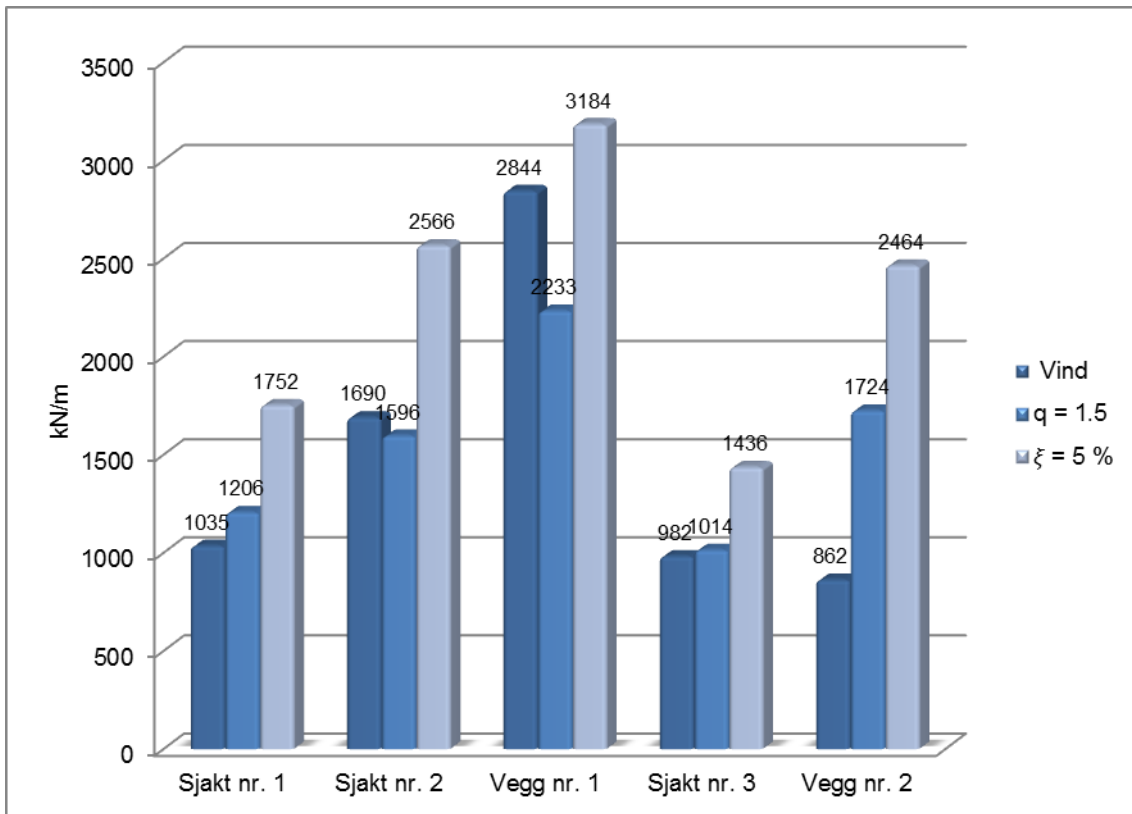
Eurokode 8 Del 1 sier at dersom $\theta \geq 0.1$ kan andreordenseffektene unnlates. Analysen som er gjort i denne rapporten, der spenningsfordelingen og maksverdier er identifisert inkluderer denne effekten og anvender ikke unnlateseskriteriet i Eurokoden. Sensitivitetsfaktoren er beregnet for de øvrige grunntypene A og C-E, med både elastisk og dimensjonerende responspekter. Resultatene er presentert i vedlegg F.

Forskyvninger av ytterpunkt i plan Vido 4 for seismisk belastning er tatt med i vedlegg F for sammenligning med endret konstruksjon.

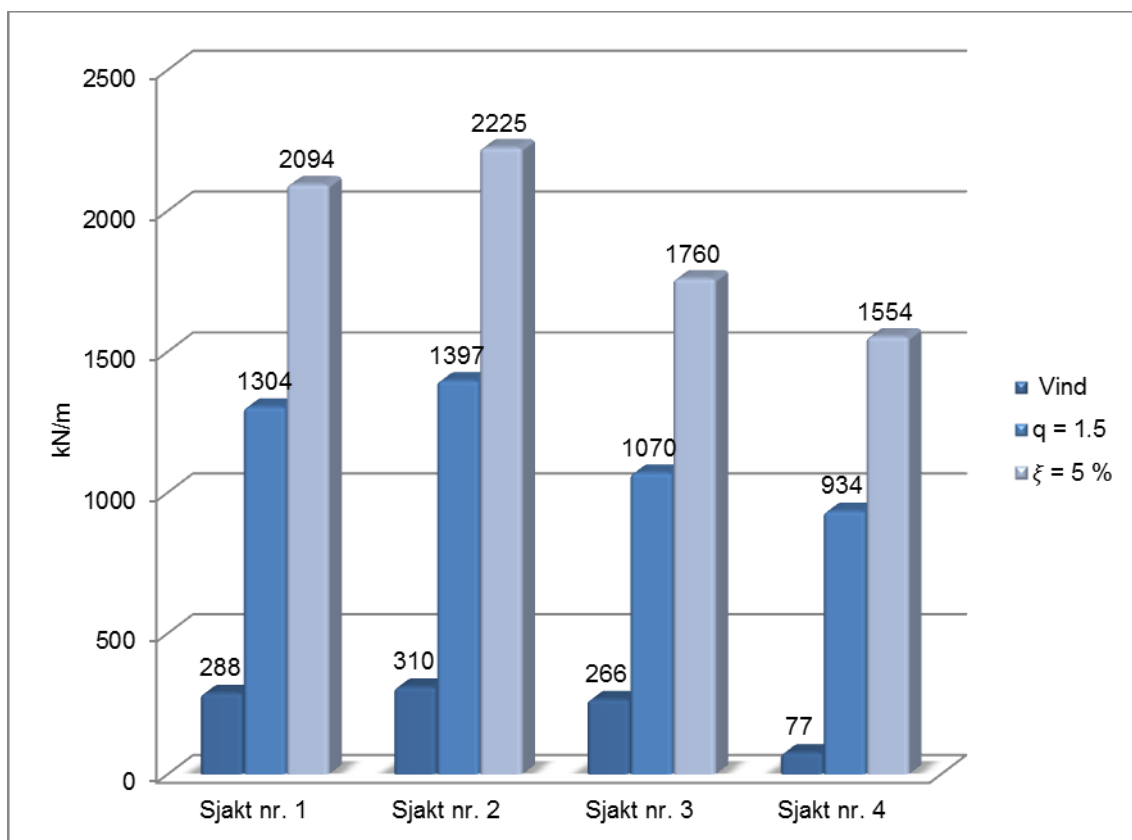
Resultatene fra lasttilfellet for vindlast sammenlignes med det seismiske lasttilfellet med grunntype B og konstruksjonsfaktor $q = 1.5$ og dempingsforholdet $\xi = 5\%$. Valget av grunntype baseres på beskrivelse av grunnen i prosjekteringsrapporten fra 1960.



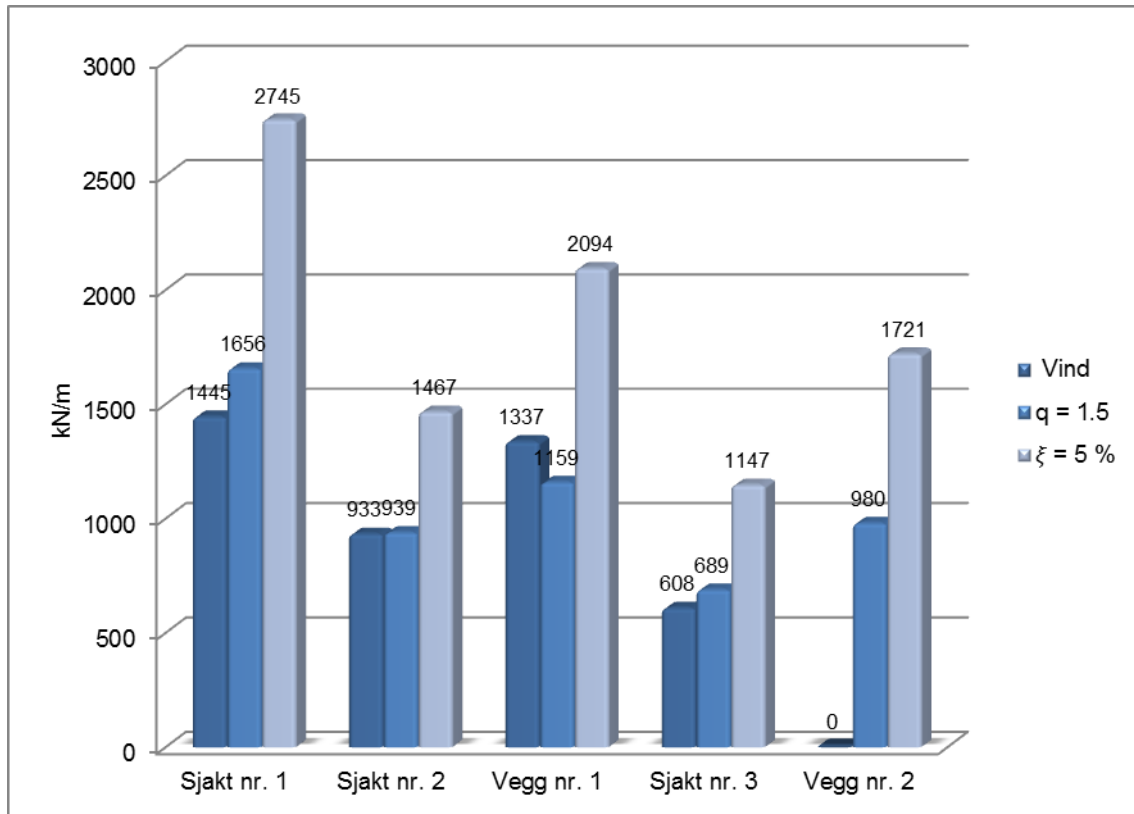
Figur 4.1.18: Maks trykkspenninger for de utvalgte veggelementene ved vindlast, sammenlignet med seismisk last, grunntype B, $q = 1.5$ og $\xi = 5\%$. Last i global X-retning.



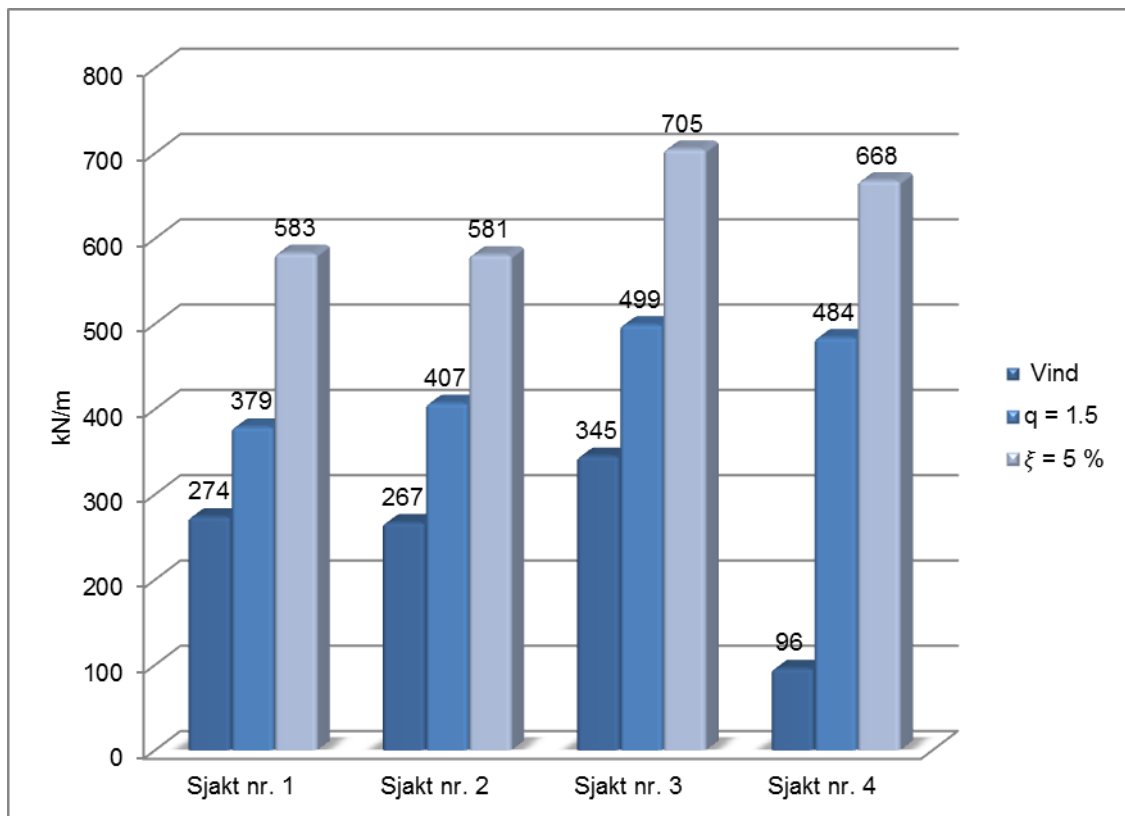
Figur 4.1.19: Maks trykkspenninger for de utvalgte veggelementene ved vindlast, sammenlignet med seismisk last, grunntype B, $q = 1.5$ og $\xi = 5\%$. Last i global Y-retning.



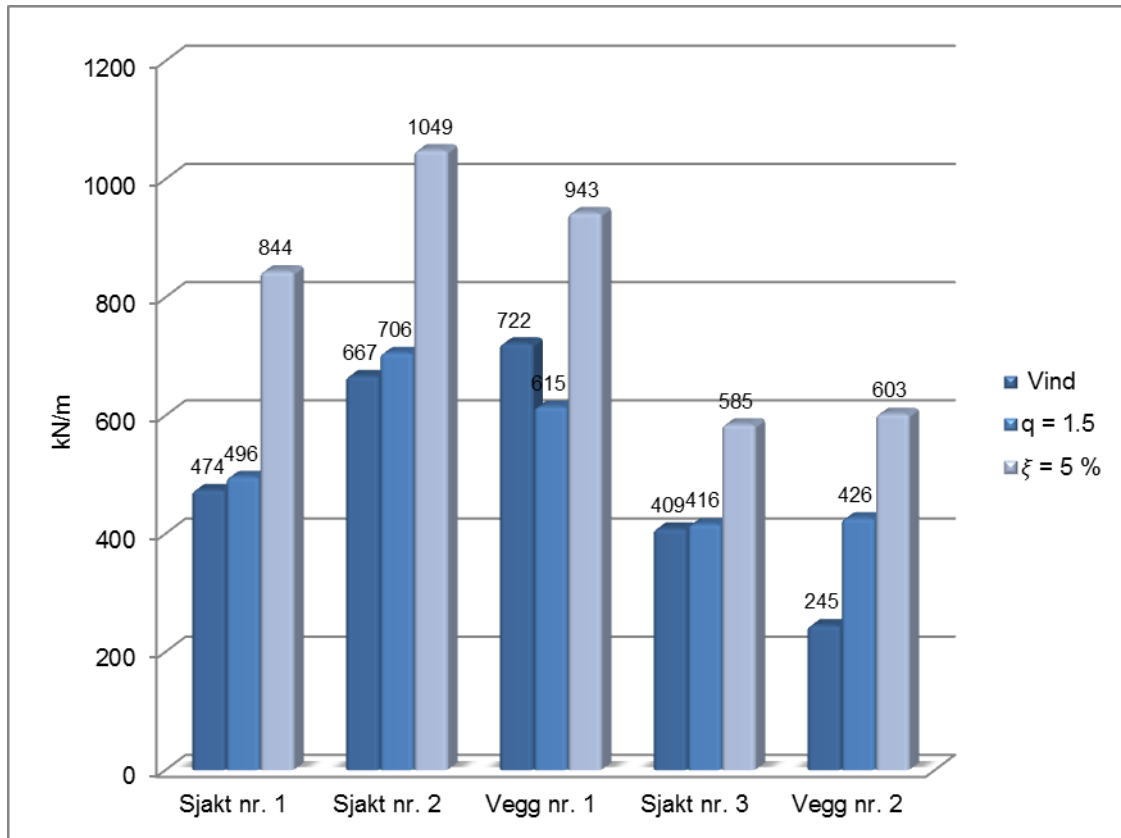
Figur 4.1.20: Maks strekkspenninger for de utvalgte veggelementene ved vindlast, sammenlignet med seismisk last, grunntype B, $q = 1.5$ og $\xi = 5\%$. Last i global X-retning.



Figur 4.1.21: Maks strekkspenninger for de utvalgte veggelementene ved vindlast, sammenlignet med seismisk last, grunntype B, $q = 1.5$ og $\xi = 5 \%$. Last i global Y-retning.



Figur 4.1.22: Maks skjærspenninger for de utvalgte veggelementene ved vindlast, sammenlignet med seismisk last, grunntype B, $q = 1.5$ og $\xi = 5 \%$. Last i global X-retning.

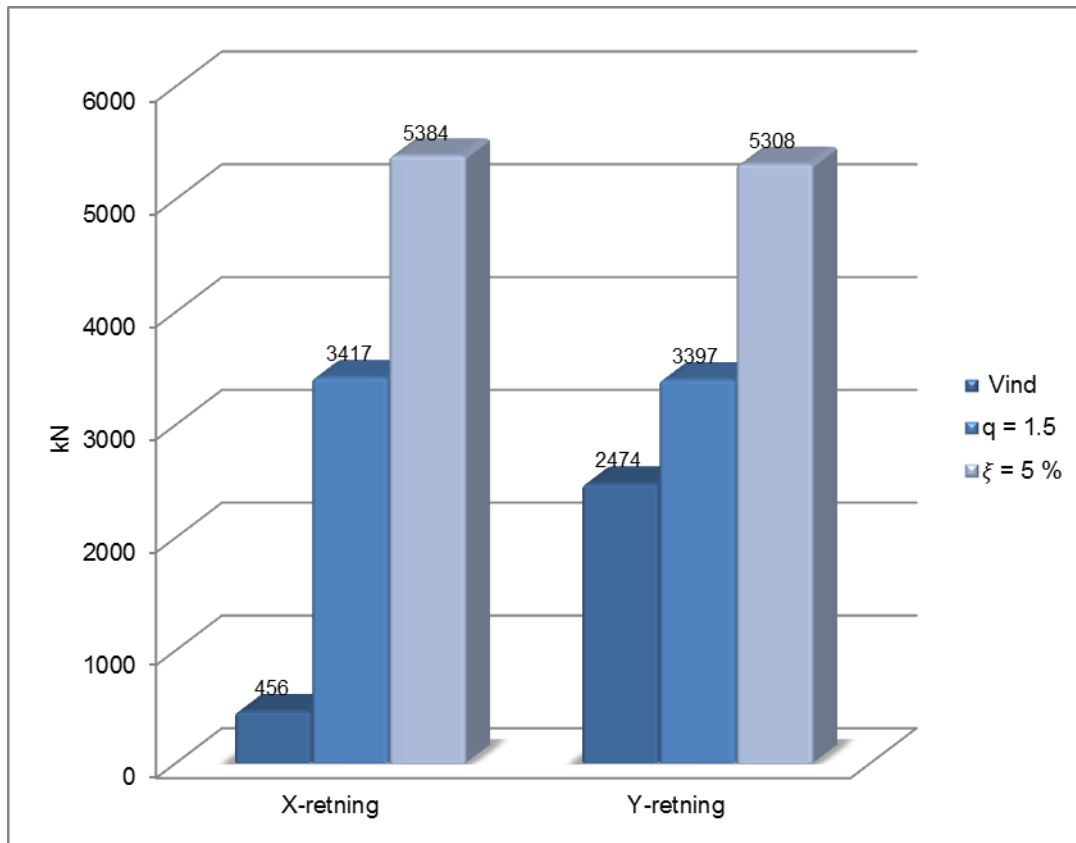


Figur 4.1.23: Maks skjærspenninger for de utvalgte veggelementene ved vindlast, sammenlignet med seismisk last, grunntype B, $q = 1.5$ og $\xi = 5\%$. Last i global Y-retning.

Verdiene er vedlagt i vedlegg F.

Da GOB ble bygget i 1960 var det sannsynligvis egen-, nytte-, snø- og vindlast som var grunnlaget for belastningen det ble prosjektert for. Etter dagens standarder vil vindlasten gi lavere opptredende grunnskjær, deformasjoner og spenninger i bygget sammenlignet med seismisk last ved grunntype B og $\xi = 5\%$. Det observeres at vindlastene i global Y-retning gir tilnærmet lik belastning som seismiske laster beregnet med dimensjonerende spekter og $q = 1.5$. Definerings av eksisterende konstruksjoners q -verdi er ikke studert i denne rapporten, men som nevnt i denne rapportens kapittel 3.4.1 vil det for eksisterende konstruksjoner være fornuftig å anta et dempingsforhold på 5%. Opptredende laster og forskyvninger er mindre ved vind som dominerende lasttilfelle, enn ved beregning med seismisk last. Jordskjelv antas derfor å være dimensjonerende lasttilfelle for GOB med eksisterende bæresystem.

Grunnskjæret i konstruksjonen underbygger denne antagelsen:



Figur 4.1.24: Grunnskjer for GOB beregnet med vindlast, sammenlignet med seismisk last, grunntype B, $q = 1.5$ og $\xi = 5\%$ i global X- og Y-retning.

Dersom en ønsker å anvende beregnede belastninger ved dimensjonerende spekter må konstruksjonens evne til å ta opp energi via deformasjoner dokumenteres.

4.2 Ikke-lineær oppleggsstivhet

Det var ønsket å studere lastfordelingen i de vertikale veggelementene ved redusert strekkstivheten for oppleggene som simulerer pelene og veggfundamentene, se kapittel 3.1.4 i rapporten. Forventning en var at integrasjonsprosessen i FEM-Design skulle resultere i en spenningsfordeling der trykkreftene var dominerende og en del av veggskivene ikke ble aktivert fordi fundamentene de stod på ikke tok opp strekk. I stedet viste analysen ingen endring av spenningsfordelingen. Slik som prosedyren er beskrevet skal programmet påføre den beregnede seismiske lasten som en statisk last på konstruksjonen for deretter å fordele den i konstruksjonen slik at det ikke oppstår strekk i oppleggene.

Det viser seg at FEM-Design, ved bruk av lastkombinasjoner, ikke klarer å utføre den tiltenkte iterasjonsprosessen der strekkstivheten reduseres i opplegget. FEM-Design beregner lasten som skal påføres konstruksjonen fra en lineær svingeforanalyse og responspekteret som er definert. Etter å ha identifisert lastene implementerer programmet spenningene og fordelingen internt i elementene direkte fra de lineære forutsetningene fra svingeforanalysen, uten å ta hensyn til ikke-lineære oppleggsstivheter definert i modellen.

Etter å ha undersøkt nærmere hvordan FEM-Design tar hensyn til ikke-lineær fordeling av stivheten til oppleggene viser det seg at man er nødt til å omregne seismisk last til ett enkelt statisk lasttilfelle i analysen for å få ønsket resultat.

Denne rapporten studerer ikke effekten fra oppleggsstivhetene, fordi nødvendig analysemetode for å produsere de ønskede resultatene tar for lang tid. Dette gjelder også for analysen av endret bærende konstruksjon.

5. Endret bærende konstruksjon alternativ 1-4

Som for eksisterende konstruksjon er de 200 første egensvingeperiodene med tilhørende effektiv modal masse i **X**-, **Y**- og **Z**-retning beregnet. Massefordelingen i bygget er konsentrert i elementnodene på samme måte som for eksisterende konstruksjon.

Veggplassering i planet for påbygg av to etasjer er likt som for eksisterende, se vedlegg F. Forsterket ombygging med nye veggelement i akse 1 A-B og 1 D-E omtales som henholdsvis vegg nr. 3 og 4.

Resultatene som presenteres er fra endret konstruksjon der det:

- Alternativ 1: bygges på to etasjer.
- Alternativ 2: bygges på to etasjer og forsterkende vegger etableres.
- Alternativ 3: bygges på to etasjer og sjakt nr. 1 og 2 samles.
- Alternativ 4: bygges på to etasjer, sjakt nr. 1 og 2 samles og forsterkende vegger etableres.

For sammenligning med eksisterende konstruksjon er resultatene beregnet med grunntype B og $q = 1.5$ og $\xi = 5\%$.

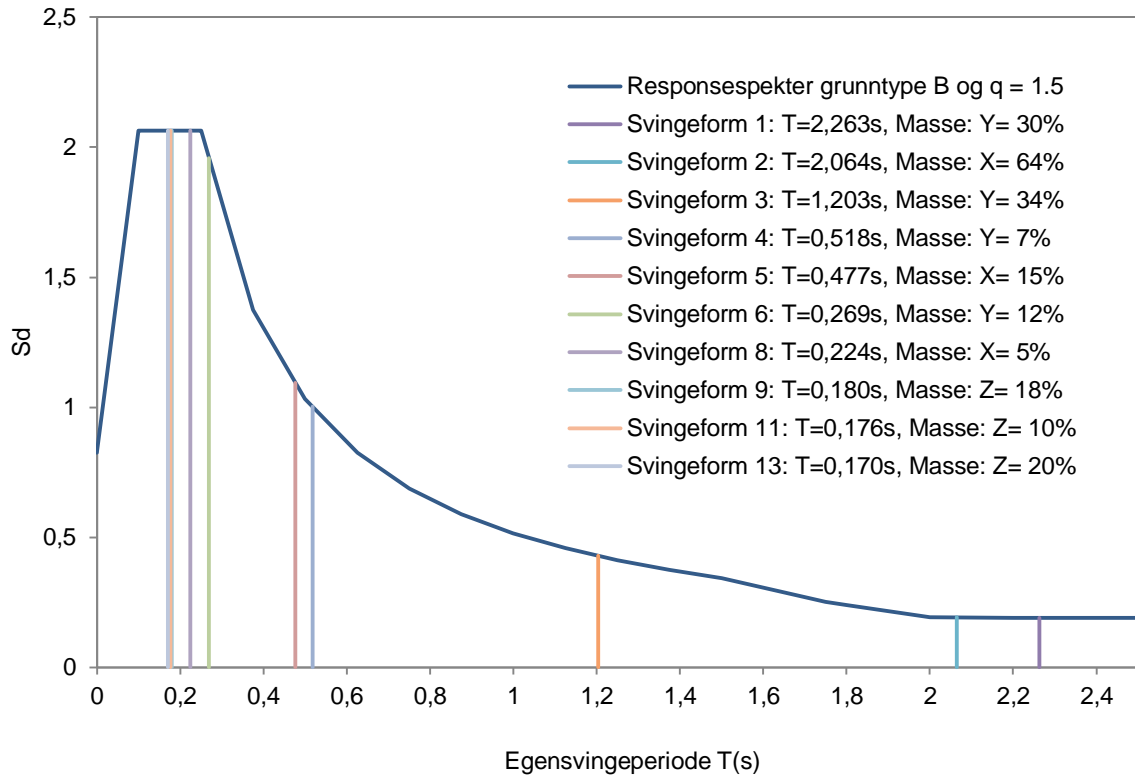
Total effektiv masse for alle egensvingeformene som er beregnet:

Global Retning	Total deltagelse endret konstruksjon [%]				Eksisterende konstruksjon [%]
	Alt. 1	Alt. 2	Alt. 3	Alt. 4	
X	89.6	90.3	84.4	85.0	94.0
Y	92.5	92.4	87.5	87.5	91.7
Z	64.6	64.6	64.4	61.9	56.3

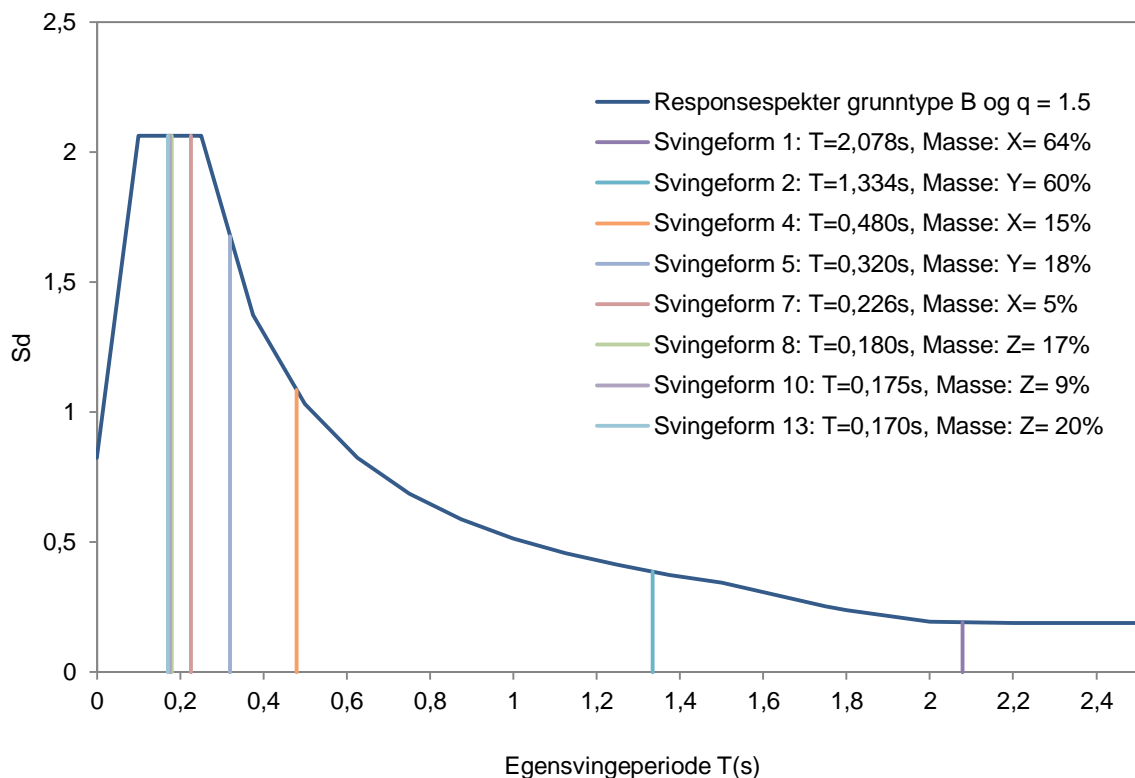
Tabell 5.1: Total effektiv modal masse for de 200 første beregnede egensvingeperiodene for alternativ 1-4 og eksisterende konstruksjon.

Som for eksisterende konstruksjon vil massedeltagelsen i endret konstruksjon være tilstrekkelig for å gjengi grunnkjæret og opptredende last i konstruksjonene. Selv om deltagelsen ikke er over 90 % for enkelte av konstruksjonene er antallet egensvingeformer som er medregnet tilstrekkelig for å tilfredsstille kravet i Eurokode 1 Del 1 kapittel 4.3.3.3(5). Endringen i total massedeltagelse for alternativene som er analysert er ikke studert nærmere.

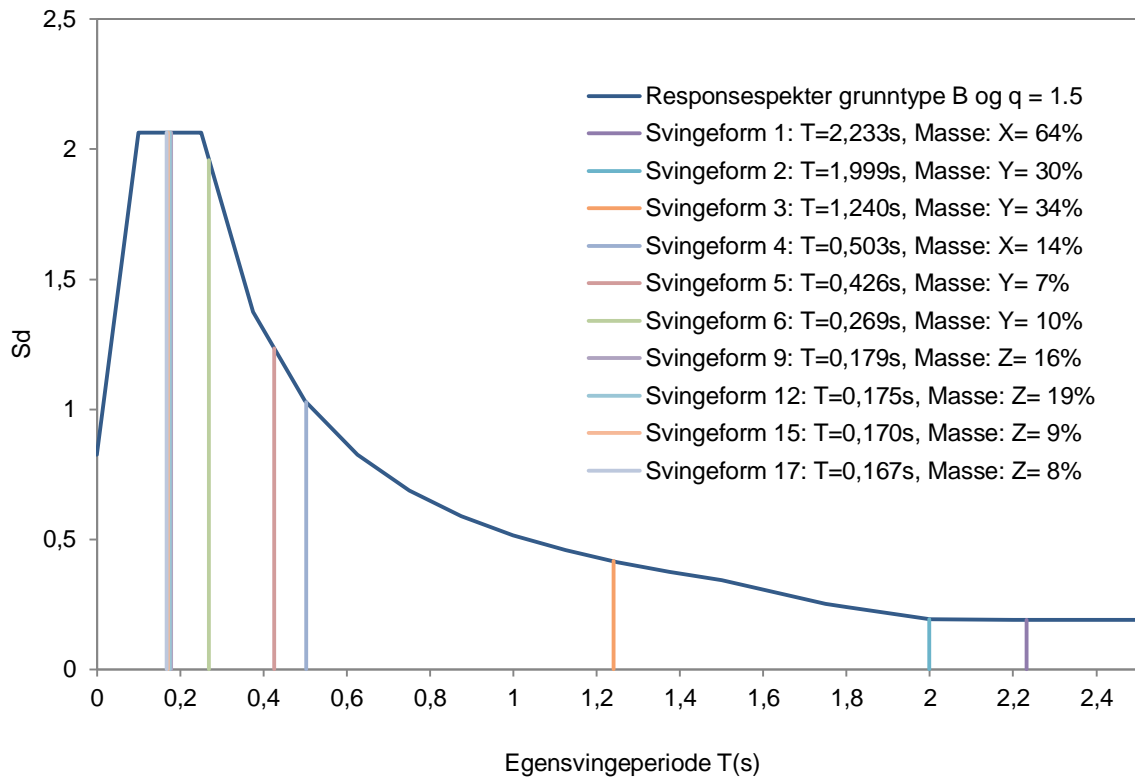
For sammenligning med eksisterende situasjon er svingeperiodene til svingeformene med massedeltagelse over 5 % ved dimensjonerende spekter, grunntype B og q -faktor lik 1.5, plottet for alternativ 1-4:



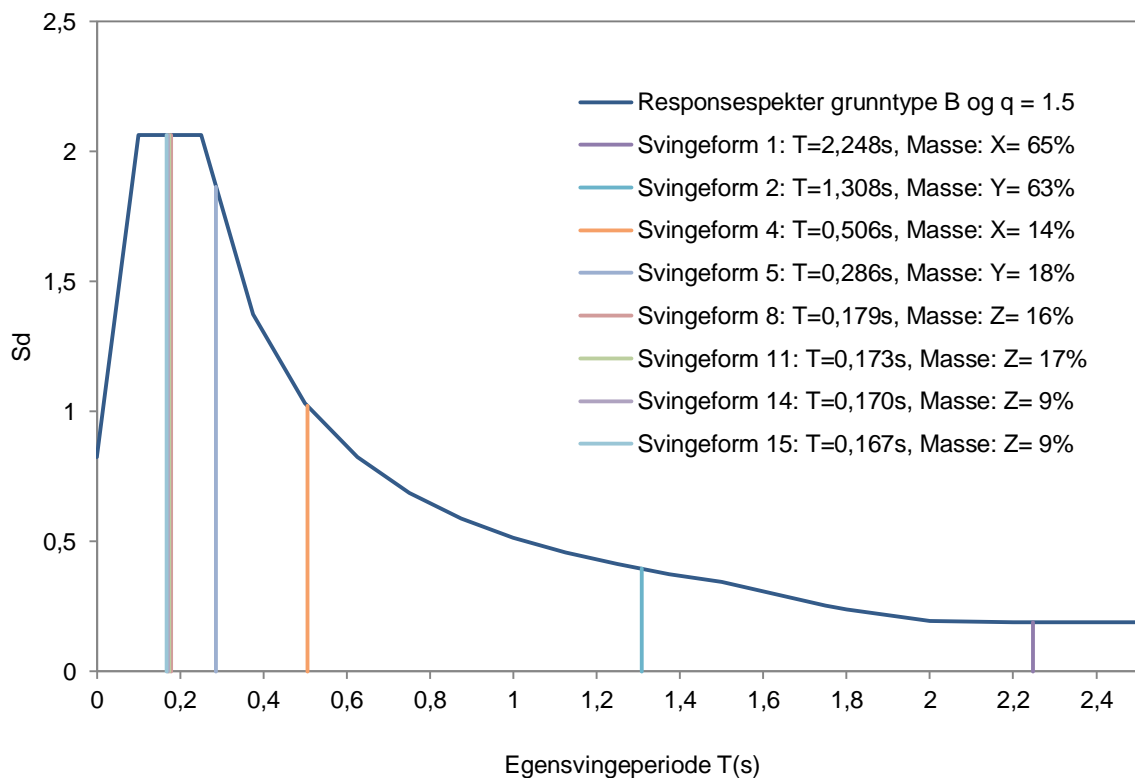
Figur 5.1: Dimensjonerende spektralverdier for viktige svingeformer for alternativ 1.



Figur 5.2: Dimensjonerende spektralverdier for viktige svingeformer for alternativ 2.



Figur 5.3: Dimensionerende spektralverdier for viktige svingeformer for alternativ 3.



Figur 5.4: Dimensionerende spektralverdier for viktige svingeformer for alternativ 4.

Egensvingeperiodene øker betydelig for konstruksjonen, som ikke er uventet da massen for konstruksjonen øker med 44 % fra 80229 kN for eksisterende konstruksjon til 115607 kN for alternativ 1 og 3 og 46 % fra 80229 kN til 115987 kN for alternativ 2 og 4 der nye

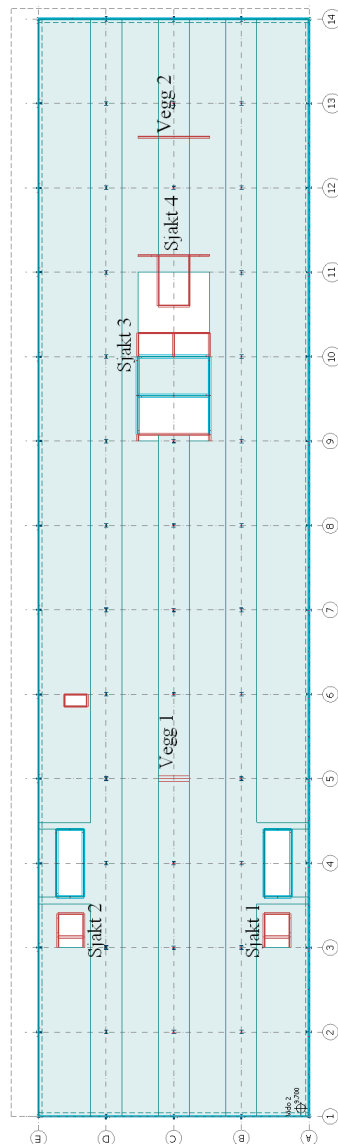
veggelement etableres. I tillegg er konstruksjonen blitt 8m. høyere, med jevnere massefordeling i de øverste etasjene sammenlignet med fordelingen i eksisterende konstruksjon. Den jevnere fordelingen kommer av at eksisterende konstruksjon har, i motsetning til alternativ 1-4, en stor utsparing i Vido 4 som gjør at massen i Vido 4 og for takoppbygget er mindre enn i øvrige etasjer.

Økningen i dominerende egensvingeperiode for alternativ 2 og 4 i **X**-retning er ikke like markant fordi implementeringen av de nye veggelementene i akse 1 gjør konstruksjonen stivere i global **Y**-retning, uten å påvirke stivheten i **X**-retningen. Det observeres at svingeform 3 i alternativ 2 og 4 ikke lengre er dominerende. Dette er fordi veggelementene i akse 1 forskyver stivhetssenteret i planet $x = 55.8m$. (mellom sjaktene i nordenden av bygget) til $x = 34.4m$. (omtrent midt i bygget), se vedlegg G for beregning av plasseringen til stivhetssenteret. Sentreringen av sjaktene i sørenden av bygget, alternativ 3, fører også til at lengste egensvingeperiode endres fra global **Y**-retning (alternativ 1) til global **X**-retning (alternativ 3).

Se vedlegg I for svingeform 1, 2 og 3 for alternativ 1-4.

Endret konstruksjon alternativ 2 og 4 har dermed forhindre torsjonsvridningen for bygget om dets globale **Z**-akse. Spenningsfordeling og maks verdi i veggelementene som ble studert for eksisterende konstruksjon undersøkes i påfølgende kapittel 5.4 for alternativ 1-4. Forventningen er at fordelingen av spenningene med last i global **Y**-retning er jevnere fordelt og at de reduseres i eksisterende konstruksjonselementer i de tilfeller der det etableres veggelement i konstruksjonens akse 1. Spenningsfordelingen og maks verdi i de nye veggelementene identifiseres.

5.1 Lineær spektrumanalyse alternativ 1-4



Figur 5.1.1: Vegg- og sjaktplassering i plan, til orientering.

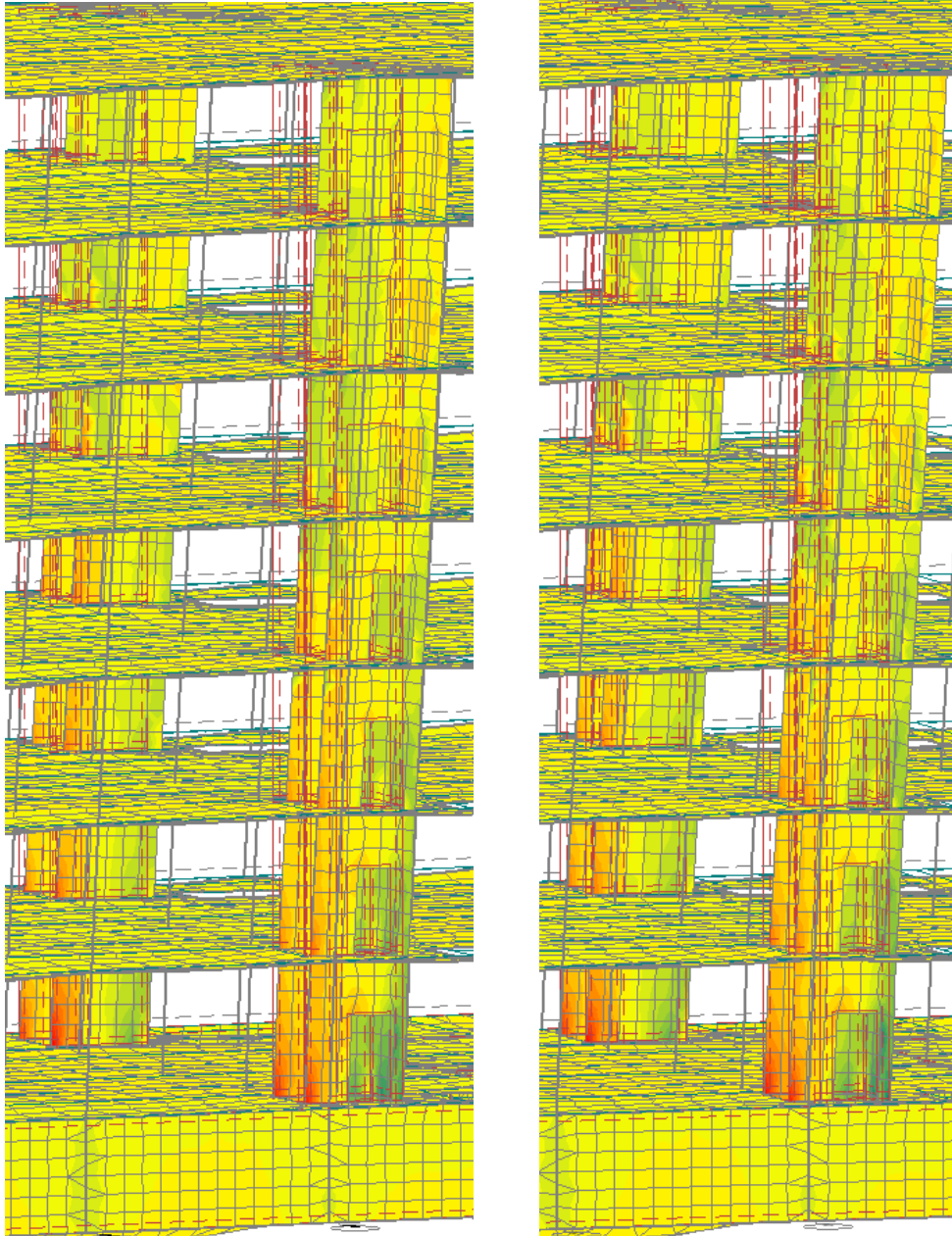
Veggplassering i planet ved påbygg av to etasjer er likt som for eksisterende konstruksjon alternativ 1 og 2. Sjakt nr. 1 og 2 sentreres i akse C for alternativ 3 og 4.

Endret konstruksjon alternativ 2 og 4 har nyetablerte veggelement i akse 1 A-B og 1 D-E omtales som henholdsvis vegg nr. 3 og 4.

Fargepaletten for trykk- og strekkspenningene er lik som ved analyse av eksisterende konstruksjon med $\pm 2000 \frac{kN}{m}$ for trykk og strekk der negativ verdi (grønn) er trykk og positiv (rød) er strekk. Lastkombinasjonene som er valgt til å representere spenningsfordelingen ved seismisk last er kombinasjon nr. 7 og 9, se vedlegg C.

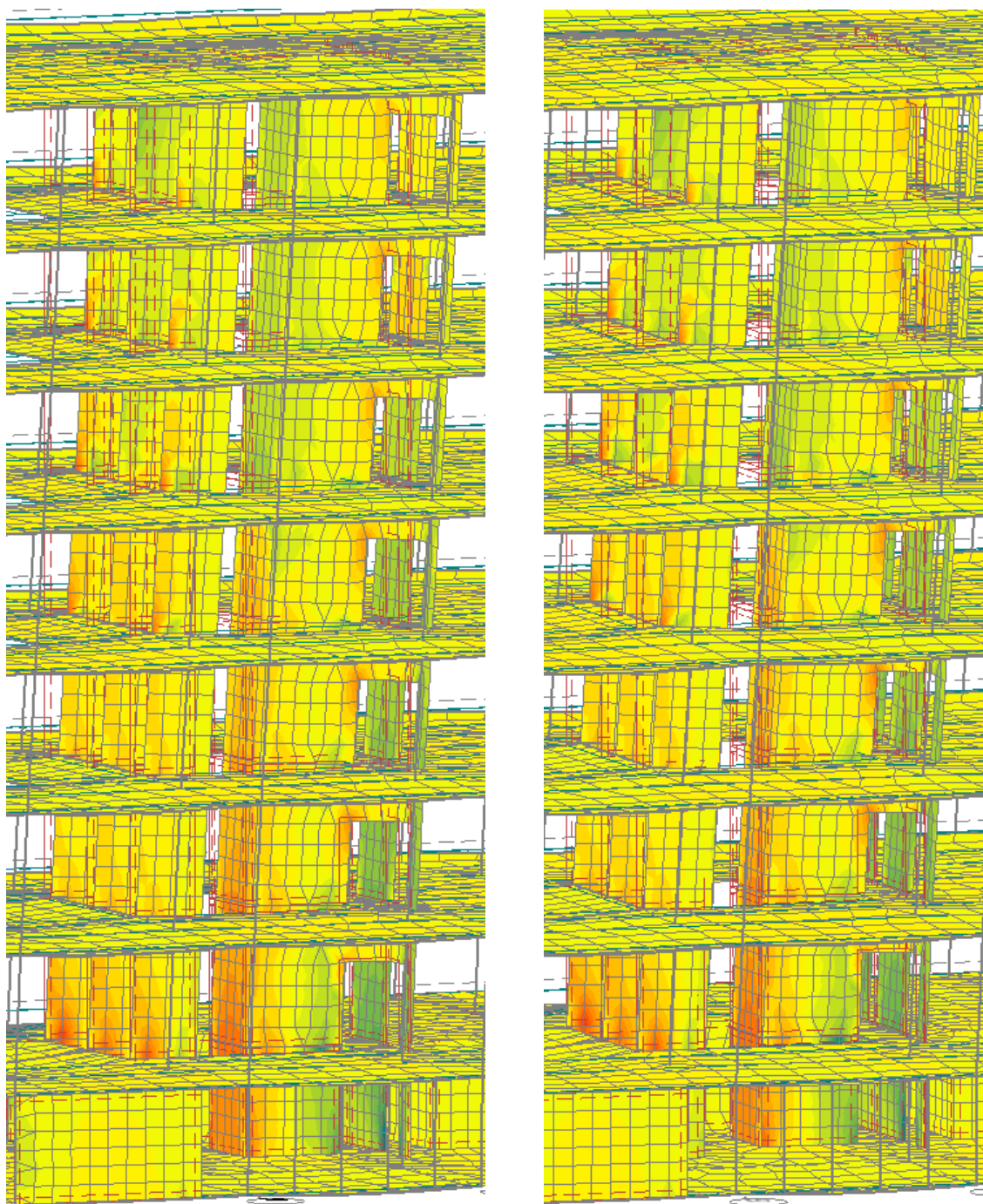
Fordeling av trykk- og strekkspenninger over høyden til utvalgte veggelement ved elastisk spekter, grunntype B og $\xi = 5\%$ vises for alternativ 1-4. Deformasjonsformen vises med skalering 1:25.

Dominerende seismisk last i global **X**-retning:



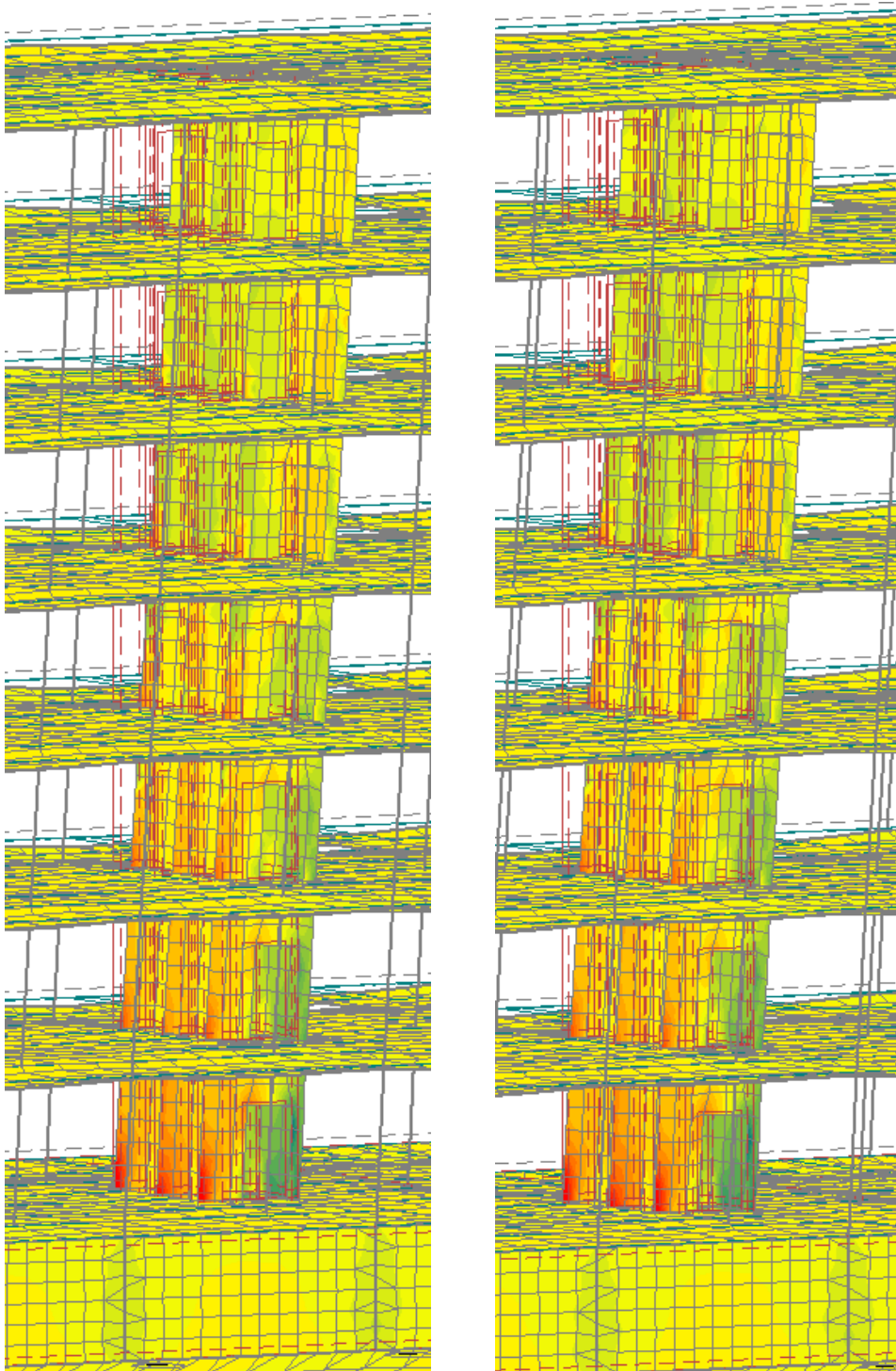
Figur 5.1.2: Trykk- og strekkfordeling i sjakt nr. 1 og 2 alternativ 1 og 2.

For sjakt nr. 1 og 2 er det spenningsfordelingen tilnærmet identisk for alternativ 1 og 2. Størrelsesorden for spenningene endres ikke nevneverdig. Ettersom endringen i bæresystemet er etablering av veggelement i konstruksjonens **Y**-retning vil det være naturlig at størrelsesorden og fordeling av spenningene ikke endres.



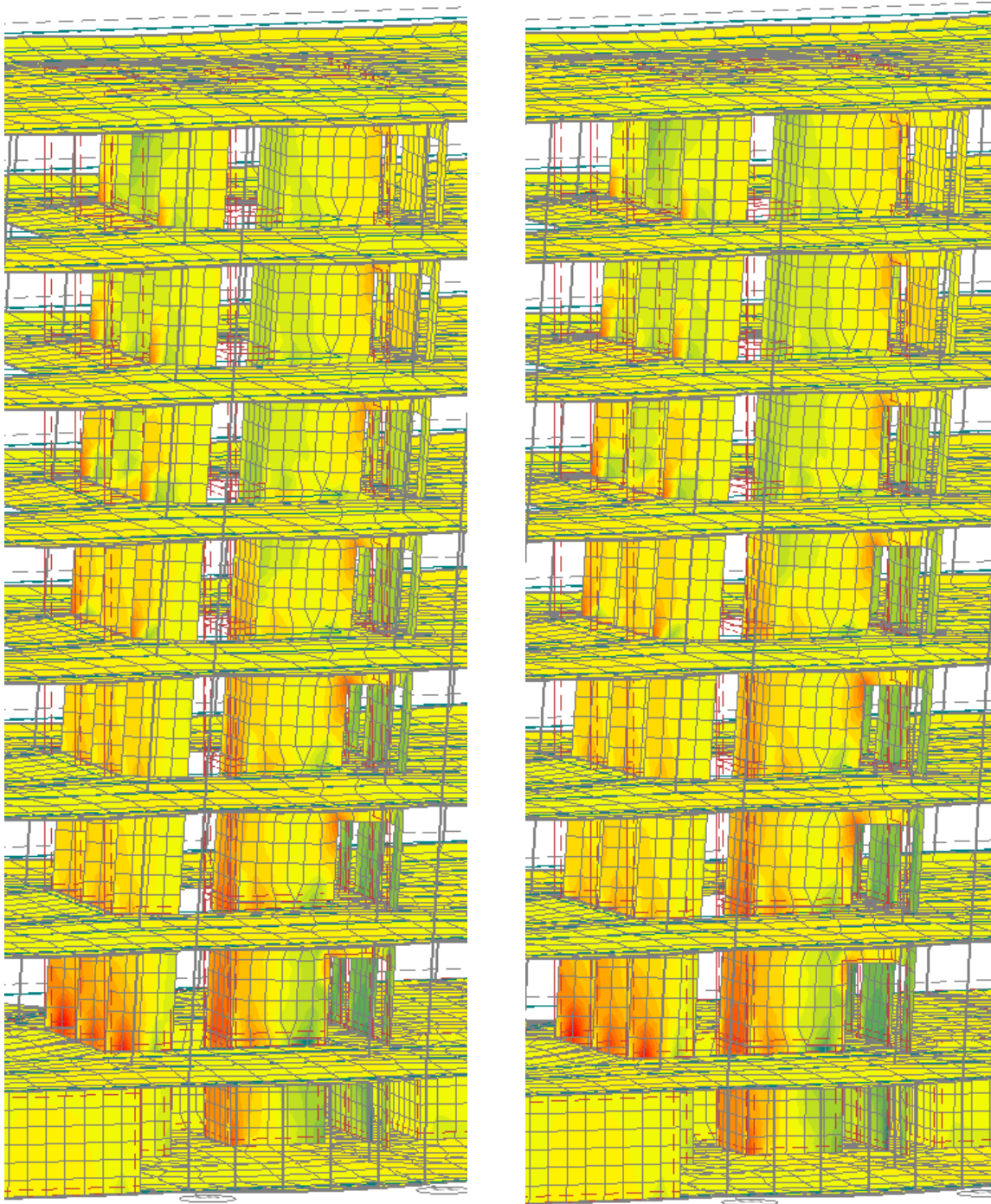
Figur 5.1.3: Trykk- og strekkfordeling i sjakt nr. 3 og 4 alternativ 1 og 2.

Likt som for sjakt nr. 1 og 2.



Figur 5.1.4: Trykk- og strekkfordeling i sjakt nr. 1 og 2 alternativ 3 og 4.

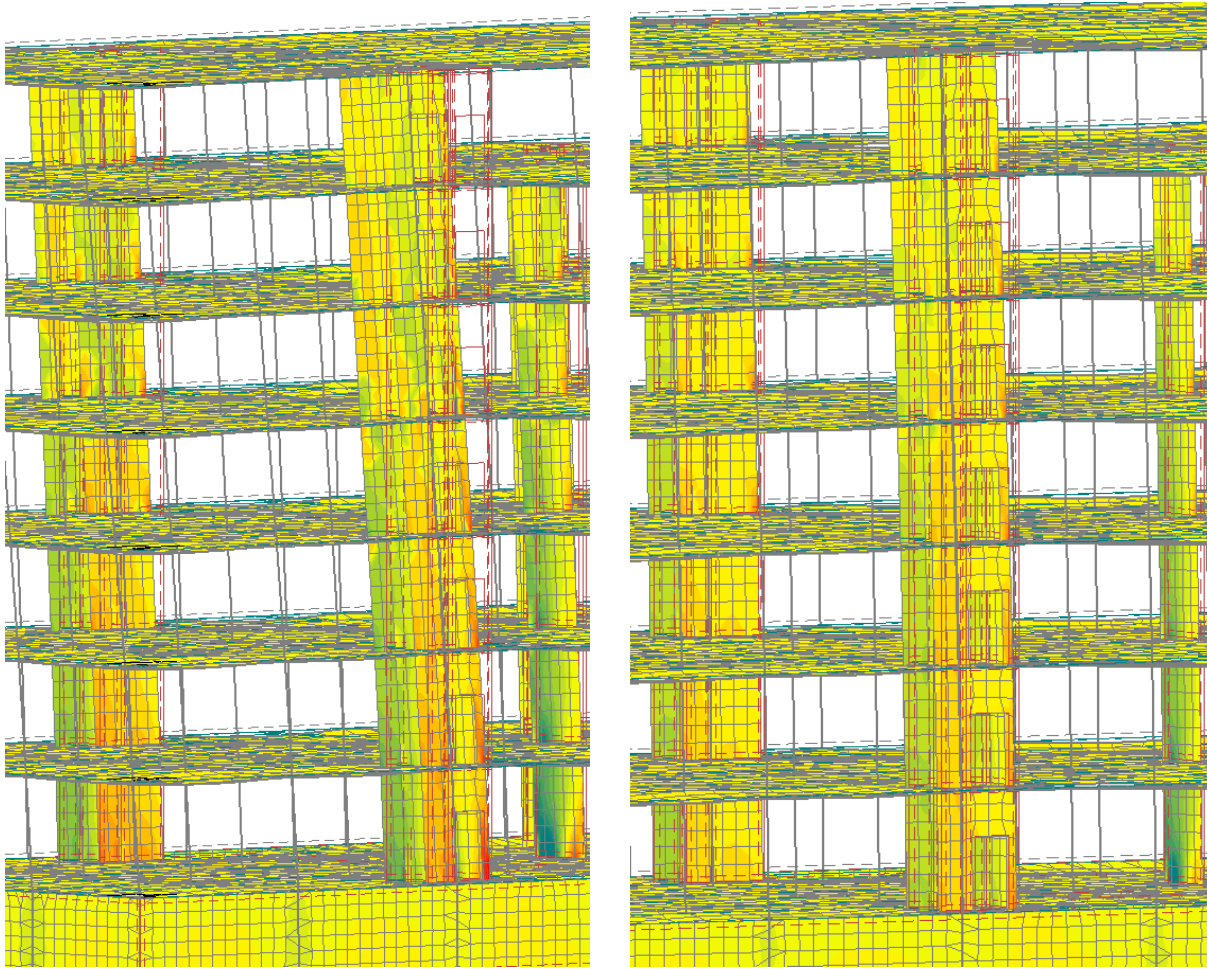
Alternativ 3 og 4 samler og sentrer sjakt nr. 1 og 2 i akse C. Spenningsfordelingen er tilnærmet identisk som for alternativ 1 og 2. Størrelsesordenen til trykk- og strekkspenningene øker noe sammenlignet med alternativ 1 og 2. Økningen kommer av at antallet veggelement parallelt med global X -retning for sjakt nr. 1 og 2 reduseres fra 4 til 3. De gjenstående veggelementene får dermed større belastning.



Figur 5.1.5: Trykk- og strekkfordeling i sjakt nr. 3 og 4 alternativ 3 og 4.

Sammenlignet med alternativ 1 og 2, får sjakt nr. 3 økte trykk- og strekkspenninger for alternativ 3 og 4. Sjakt nr. 4 får noe reduserte spenninger.

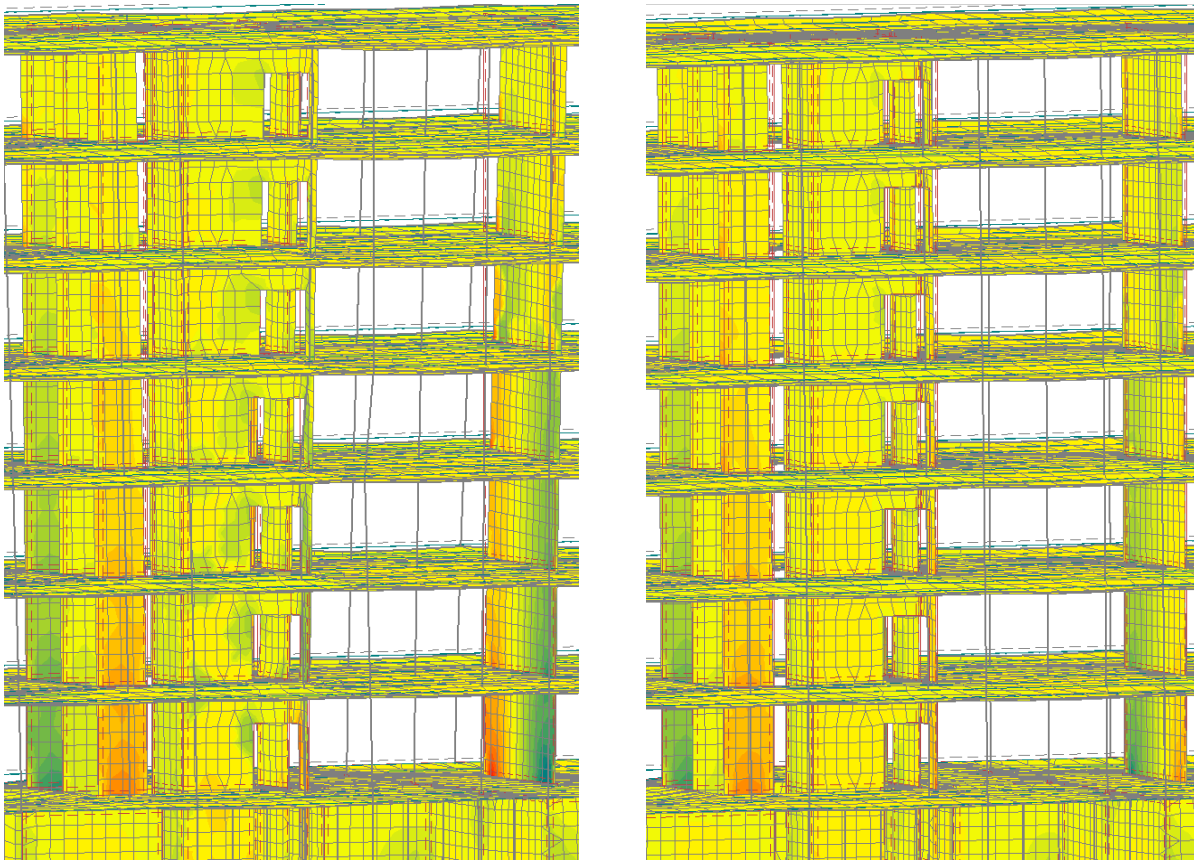
Dominerende seismisk last i global **Y**-retning:



Figur 5.1.6: Trykk- og strekkfordeling i sjakt nr. 1 og 2 og vegg nr. 1 alternativ 1 og 2.

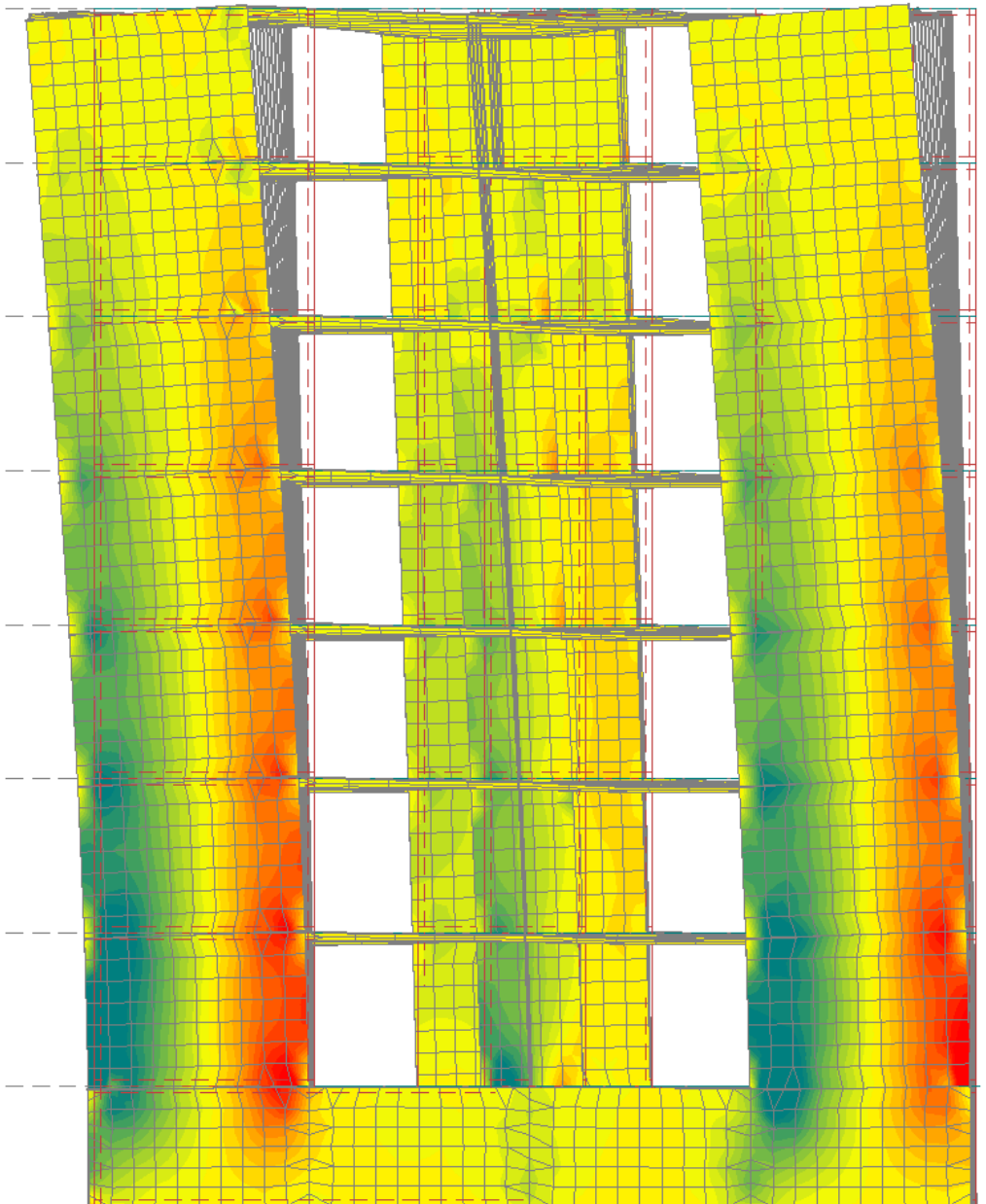
For seismisk belastning i konstruksjonens **Y**-retning vil etableringen av veggelementene i akse 1 (vegg nr. 3 og 4) føre til at spenningene i sjakt nr. 1 og 2 reduseres.

Spenningsfordelingen i alternativ 1, med konsentrasjon av trykk og strekk diagonalt i sjakten, viser at konstruksjonen har den samme torsjonsvridningen som eksisterende konstruksjon. For alternativ 2, der de nye veggelementene er etablert, er spenningsfordelingen blitt jevnt fordelt over veggskivene i sjaktene som antyder at konstruksjonen ikke lenger har en markant vridning om den globale **Z**-aksen.



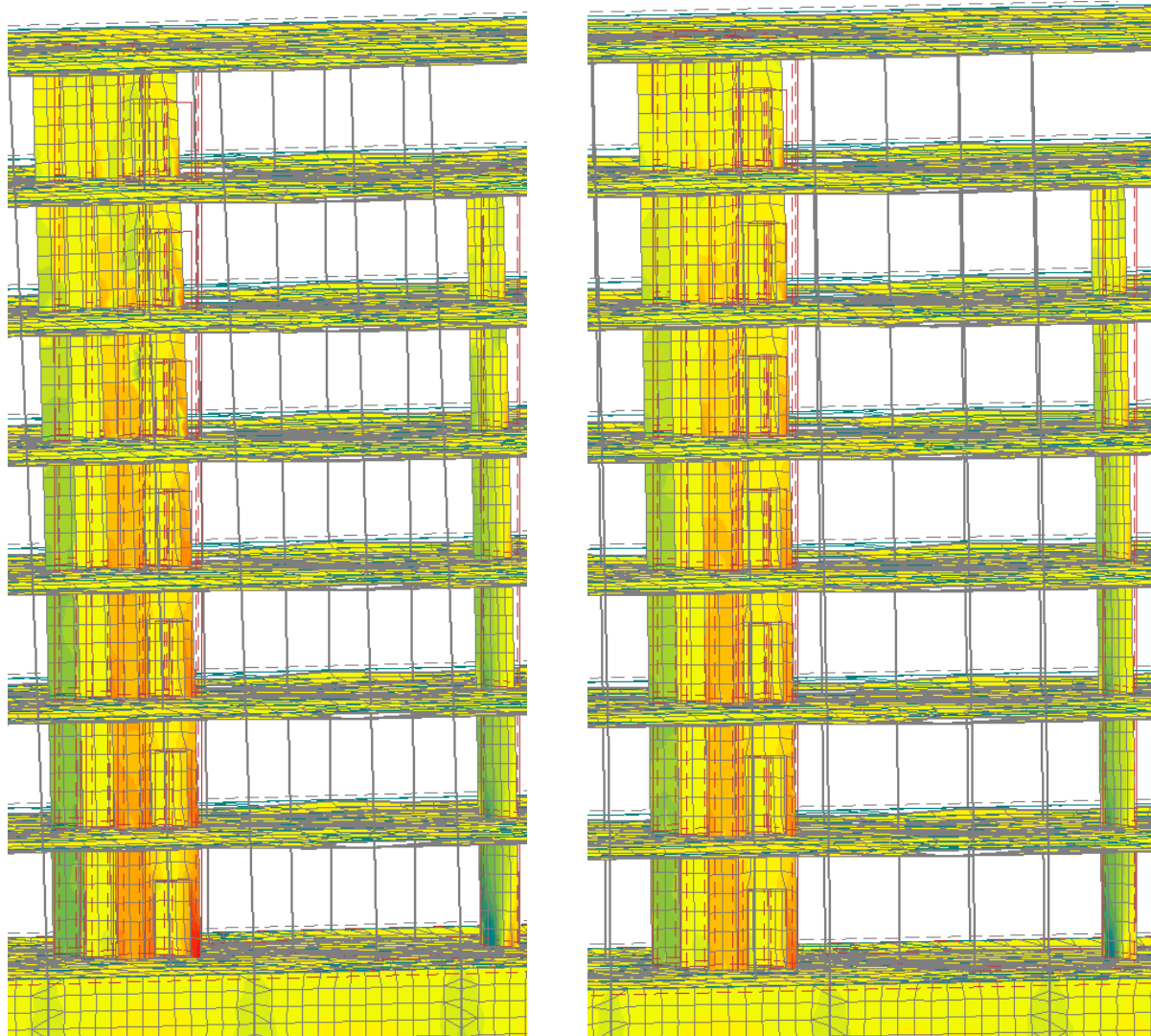
Figur 5.1.7: Trykk- og strekkfordeling i sjakt nr. 3 og 4 og vegg nr.2 alternativ 1 og 2.

Sjakt nr. 3 og 4 påvirkes likt som nr. 1 og 2 der spenningene reduseres og fordeles jevnere. I vegg nr. 2 speiles trykk- og strekkfordeling for alternativ 1 og 2. Dette viser tydelig at vridningen motvirkes ved etablering av veggelement nr. 3 og 4.



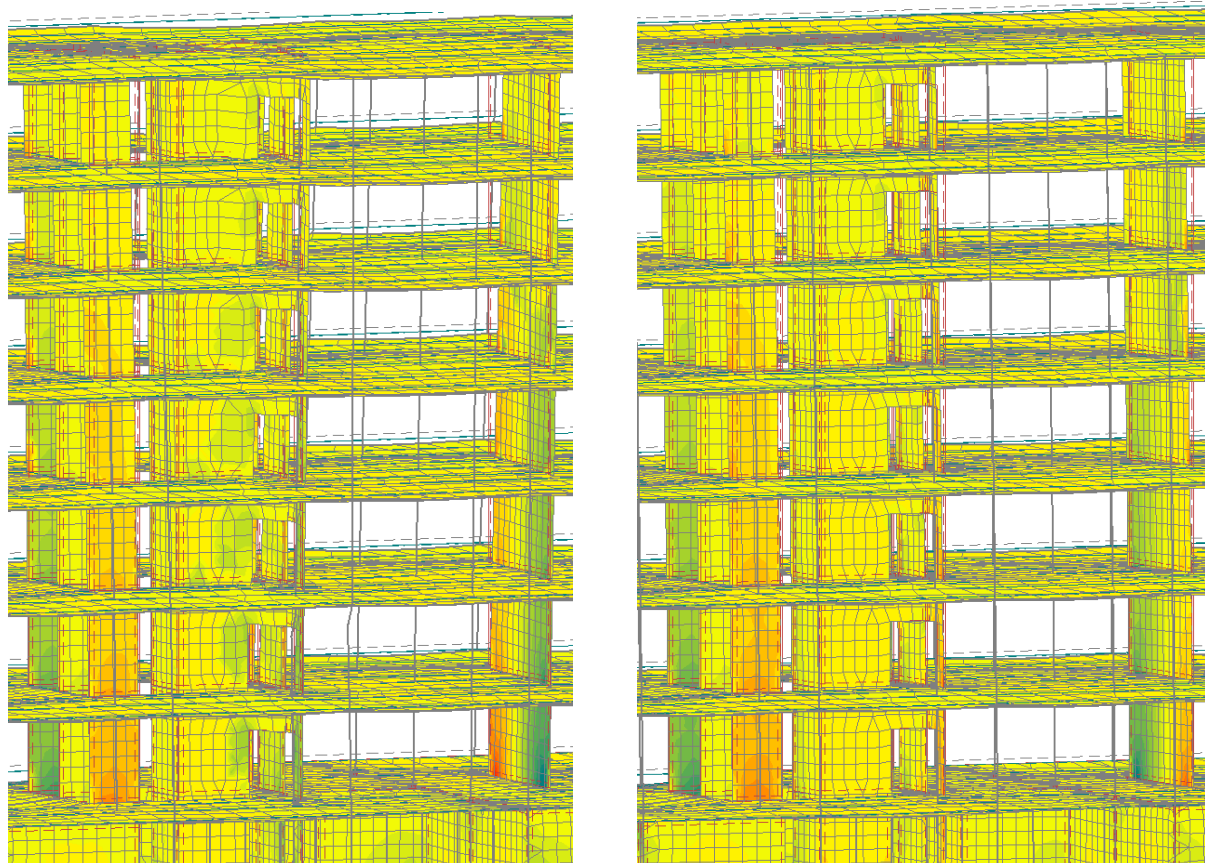
Figur 5.1.8: Trykk- og strekkfordeling i vegg nr. 3, 4 og 1 alternativ 2.

Veggelement 3 og 4 vil ta opp store deler av den horisontale lasten og motvirke vridningen av konstruksjonen. Resultatet er at de reduserer belastningen og fordeler spenningene jevnere i de eksisterende bærende veggelementene. Dette stemmer overens med forventningen fra vurdering av endring i de dominerende egensvingeformene for alternativ 2 og 4.



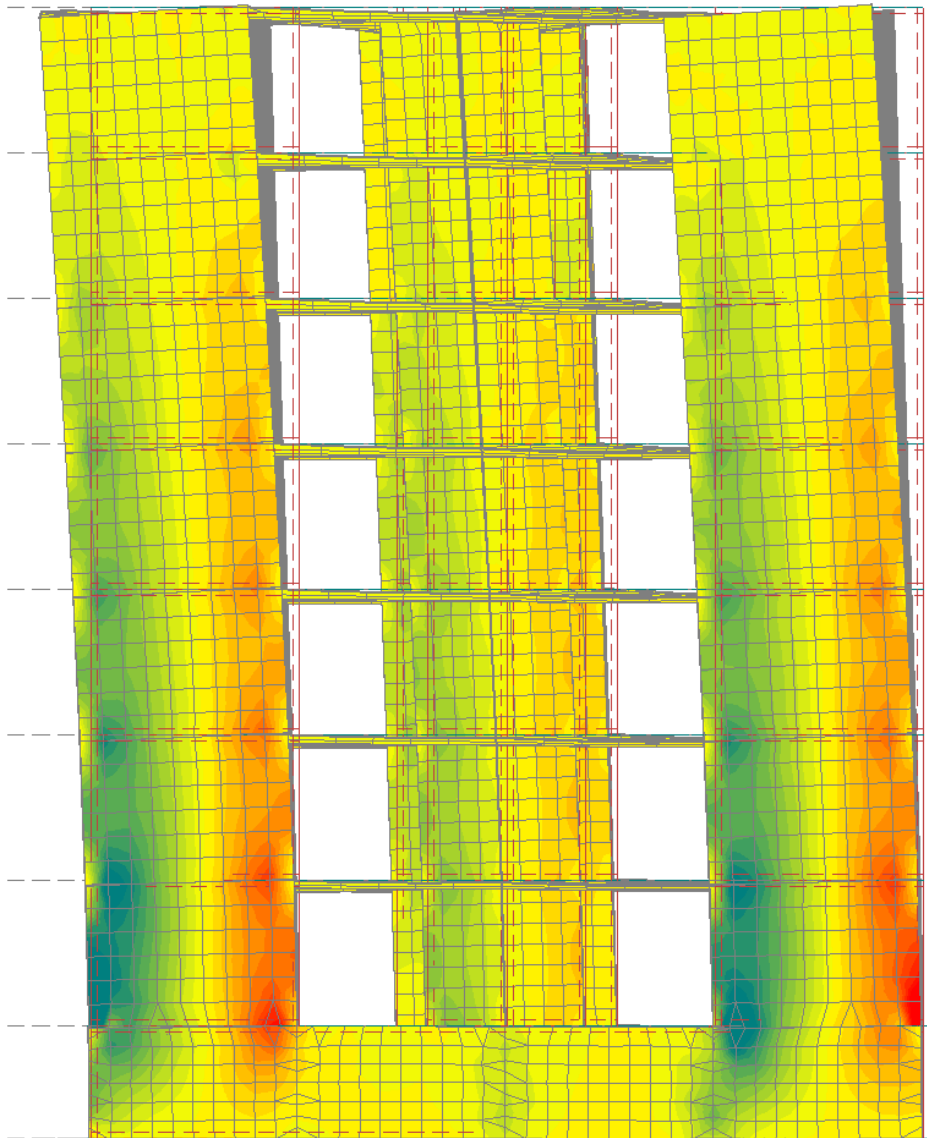
Figur 5.1.9: Trykk- og strekkfordeling i sjakt nr. 1 og 2 og vegg nr. 1 alternativ 3 og 4.

Likt som ved alternativ 1 og 2.



Figur 5.1.10: Trykk- og strekkfordeling i sjakt nr. 3 og 4 og vegg nr.2 alternativ 3 og 4.

Likt som ved alternativ 1 og 2.



Figur 5.1.11: Trykk- og strekkfordeling i vegg nr. 3, 4 og 1 alternativ 4.

Likt som for alternativ 1 og 2, men med lavere opptredende spenninger. De eksisterende konstruksjonselementene får ikke like stor reduksjon i opptredende spenninger for alternativ 4, som for alternativ 2.

Den totale deformasjonen av konstruksjonen for alternativ 2 og 4 ved seismisk last med elastisk spekter og $\xi = 5\%$ er vist i vedlegg H for begge lastretningene. Fordelingen av spenningene og plassering av maksverdi er likt for analyse med dimensjonerende spekter, men med endrede maks verdier og er derfor ikke vist her. Skjærspenningene er vist i vedlegg H og vises ikke med figur. Generell trend for skjærspenningene er likt som for eksisterende konstruksjon, der sjaktene og veggskivene oppfører seg som kraftpar.

Maksverdier for spenningene i de vertikale veggsegmentene, ved seismisk last med grunntype B, $\xi = 5\%$ og $q = 1.5$, er vist i vedlegg H.

Som angitt av det nasjonale tillegget i Eurokode 8 Del 3 og veilederen fra RIF (omtalt i denne rapportens kapittel 2.3), kan grunnakselerasjonen, a_{g40HZ} , til den seismiske belastningen endret konstruksjon analyseres for multipliseres med en formidlende faktor 0.7.

Trykk-, strekk- og skjærspenningene i utvalgte veggelement, ved redusert grunnakselerasjon, presenteres her for grunntype B, dimensjonerende spekter og $q = 1.5$ for alternativ 1-4:

	Dimensjonerende responspektrum grunntype B, global X-retning [$\frac{kN}{m}$] $q = 1.5$											
	Alternativ 1 Redusert			Alternativ 2 Redusert			Alternativ 3 Redusert			Alternativ 4 Redusert		
	T	S	Skjær	T	S	Skjær	T	S	Skjær	T	S	Skjær
Sjakt nr. 1	1042	681	323	1108	699	321	1790	1033	656	1735	1038	630
Sjakt nr. 2	1121	750	329	1071	701	320	1790	1033	656	1735	1038	630
Sjakt nr. 3	945	831	351	950	832	353	944	875	401	950	879	402
Sjakt nr. 4	1817	364	459	1834	362	463	1721	428	418	1626	429	395

Tabell 5.1.1: Trykk-, strekk- og skjærspenninger i utvalgte veggelement ved seismisk last i global X-retning og redusert grunnakselerasjon.

	Dimensjonerende responspektrum grunntype B, global Y-retning [$\frac{kN}{m}$] $q = 1.5$											
	Alternativ 1 Redusert			Alternativ 2 Redusert			Alternativ 3 Redusert			Alternativ 4 Redusert		
	T	S	Skjær	T	S	Skjær	T	S	Skjær	T	S	Skjær
Vegg nr. 3	-	-	-	2185	1264	582	-	-	-	1819	873	534
Vegg nr. 4	-	-	-	3289	807	796	-	-	-	2765	552	655
Sjakt nr. 1	998	989	417	931	768	360	1974	913	675	1842	705	605
Sjakt nr. 2	1335	784	544	1072	753	404	1974	913	675	1842	705	605
Vegg nr. 1	2293	591	575	2049	528	518	2186	443	549	2011	463	510
Sjakt nr. 3	987	736	419	952	660	404	1012	695	413	996	665	442
Vegg nr. 2	1682	951	424	1253	776	336	1783	868	446	1397	798	353

Tabell 5.1.2: Trykk-, strekk- og skjærspenninger i utvalgte veggelement ved seismisk last i global Y-retning og redusert grunnakselerasjon.

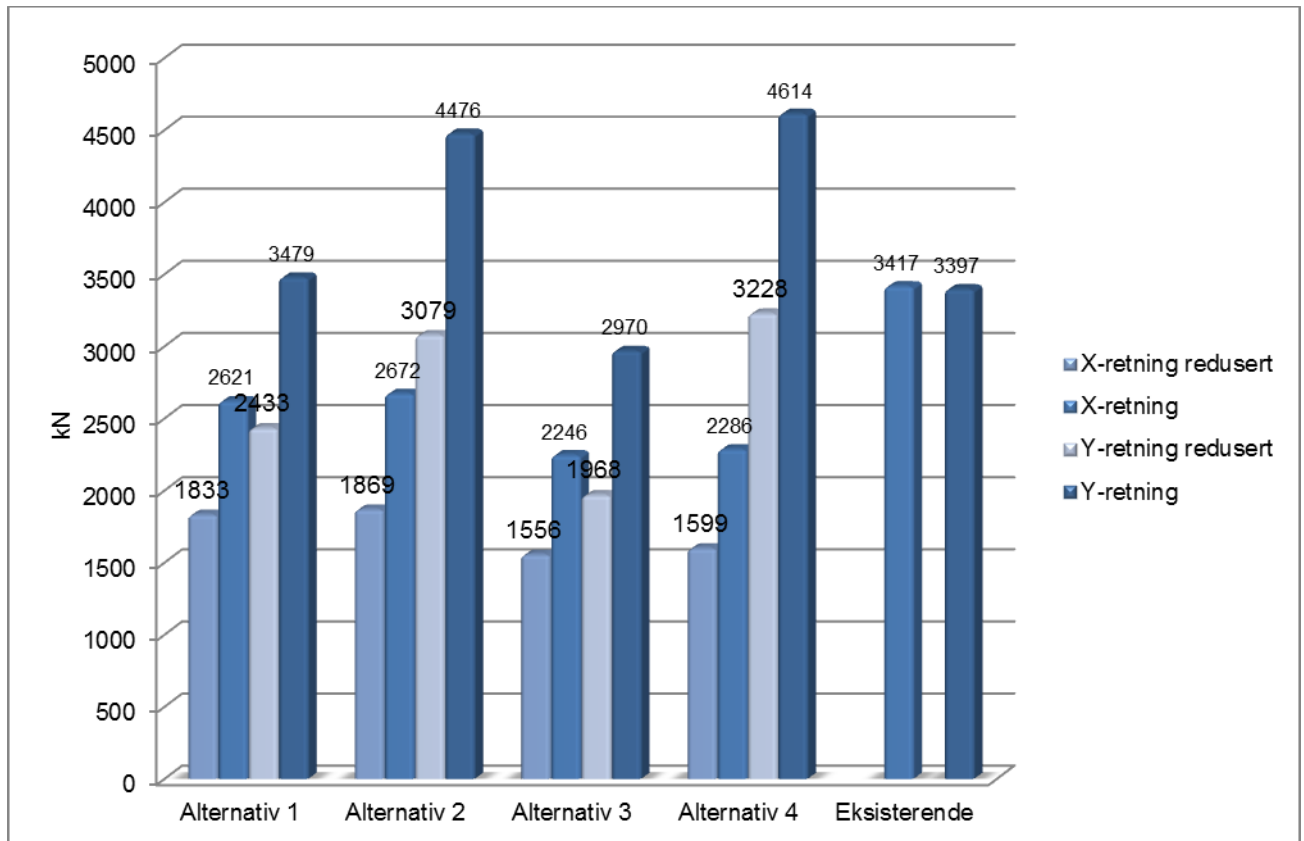
Sammenligning av spenningene som opptrer i veggelementene for eksisterende konstruksjon (se tabell 4.1.3 og 4.1.4 i denne rapportens kapittel 4.1) viser at reduksjonen i grunnakselerasjon ved analyse av alternativ 1-4 vil føre til at maks opptredende spenninger i eksisterende veggelement blir lavere etter ombygging.

Det formildende kravet som nasjonalt tillegg i Eurokode 8 Del 3 og RIF veilederen til Eurokode 8 Del 3 definerer, resulterer i at det ikke vil anses som nødvendig å forsterke konstruksjonens evne til å motstå seismisk belastning fordi ombyggingen ikke fører til en betydelig økning i sannsynligheten for kollaps (se kapittel 2.3 i denne rapporten).

Vurderingen forutsetter at konstruksjonens kapasitet og duktilitet tillater de forskyvningene ombyggingen genererer. Ved beregning av spenninger ved elastisk spekter og dempingsforhold $\xi = 5\%$, (som er fornuftig å velge for eldre konstruksjoner, se kapittel 3.4.1

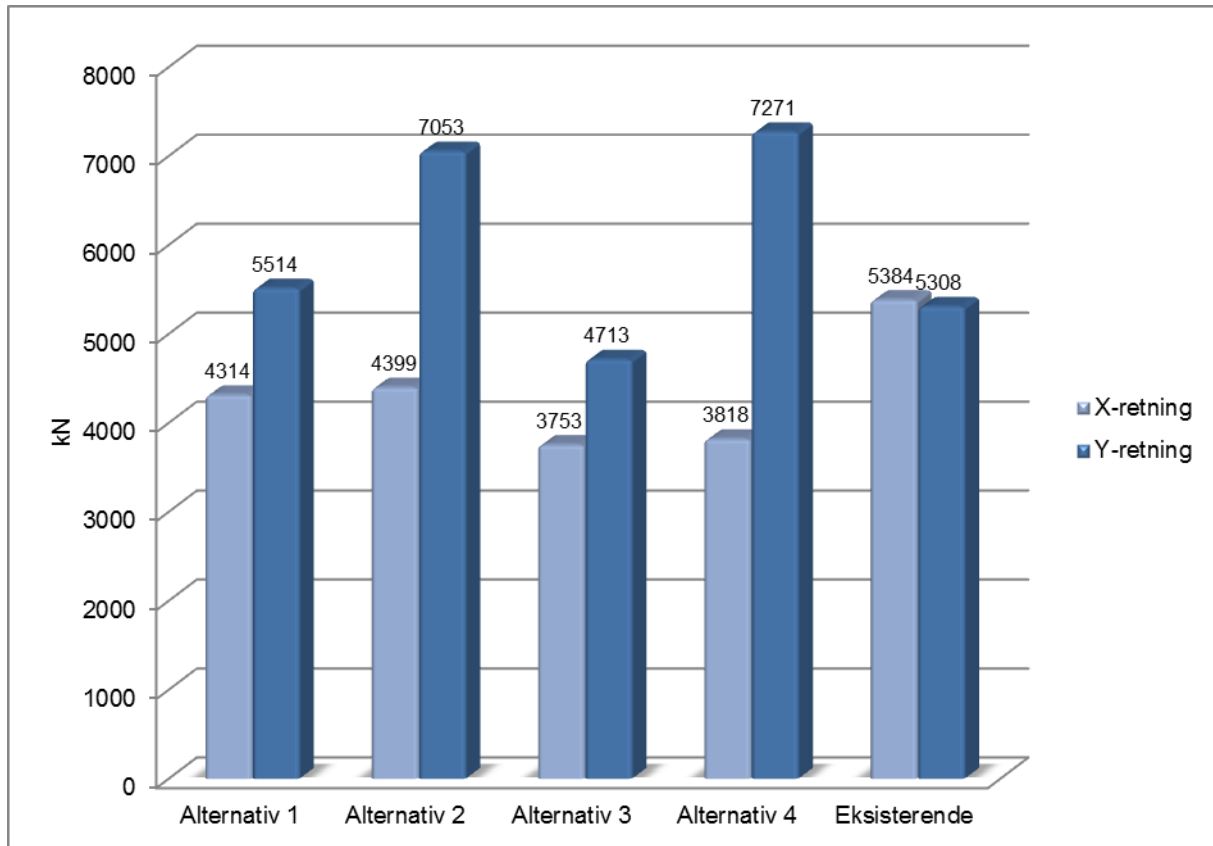
i denne rapporten) vil det heller ikke være nødvendig å utbedre bærende konstruksjon ved ombygging som beskrevet i alternativ 1-4. Selv om alternativ 2 og 4 generer større grunnskjær for endret konstruksjon vil økningen i belastning tas opp av de nyetablerte veggelementene som kan dimensjoneres deretter. Øvrige veggelementer får redusert opptredende spenninger sammenlignet med eksisterende konstruksjon, se vedlegg H.

Grunnskjær og redusert grunnskjær i alternativ 1-4, sammenlignet med eksisterende konstruksjon for grunntype B, dimensjonerende spekter og $q = 1.5$:



Figur 5.1.12: Grunnskjær og redusert grunnskjær i konstruksjonen for alternativ 1-4, vist sammen med grunnskjær for eksisterende konstruksjon, for global X- og Y-retning beregnet med dimensjonerende spekter og $q = 1.5$.

Grunnskjær for alternativ 1-4 med elastisk spekter og $\xi = 5\%$ sammenlignet med eksisterende konstruksjon:



Figur 5.1.13: Grunnskjær for alternativ 1-4, vist sammen med grunnskjær for eksisterende konstruksjon, for global X- og Y-retning beregnet med elastisk spekter og $\xi = 5\%$

For vurderingen av GOB, vil det være nødvendig å fastslå konstruksjonens deformasjonskapasitet. Dersom konstruksjonens duktilitet aksepterer forskyvningene vil det ikke være nødvendig å forsterke den bærende konstruksjonen etter ønsket ombygging er utført.

Forskyvninger i ytterpunkt av Vido 4 for eksisterende konstruksjon sammenlignes med forskyvninger i ytterpunkt av Vido 7 for alternativ 1-4, med grunntype B og $q = 1.5$. Forskyvningene multipliseres med $q_d = q$ etter Eurokode 8 Del 1, se kapittel 2.2 og 4.1 i denne rapporten.

Aakse	Alternativ 1		Alternativ 3		Eksisterende	
	Δ_x [mm]	Δ_y [mm]	Δ_x [mm]	Δ_y [mm]	Δ_x [mm]	Δ_y [mm]
A-1	67.8	120.1	51.0	65.4	44.8	70.0
E-1	61.8	120.1	53.1	65.4	46.9	70.0
A-14	67.6	-70.5	50.8	-47.4	45.0	-30.9
E-14	73.6	-70.5	63.1	-47.4	47.1	-30.9

Tabell 5.1.3: Forskyvninger av ytterpunkt i plan i øverste etasje for alternativ 1, 3 og eksisterende konstruksjon ved seismisk last, grunntype B og $q = 1.5$.

Aakse	Alternativ 2		Alternativ 4		Eksisterende	
	Δ_x [mm]	Δ_y [mm]	Δ_x [mm]	Δ_y [mm]	Δ_x [mm]	Δ_y [mm]
A-1	71.2	87.4	77.7	70.6	44.8	70.0
E-1	72.6	87.4	79.3	70.6	46.9	70.0
A-14	70.9	31.3	77.5	40.5	45.0	-30.9
E-14	72.6	31.3	79.3	40.5	47.1	-30.9

Tabell 5.1.4: Forskyvninger av ytterpunkt i plan i øverste etasje for alternativ 2, 4 og eksisterende konstruksjon ved seismisk last, grunntype B og $q = 1.5$.

Forskyvninger av ytterpunkt for alternativ 1-4 med $\xi = 5\%$ er vedlagt i vedlegg H.

Sensitivitetsfaktor, θ , for forskyvning mellom etasjene (se kapittel 3.1.4) er presentert i vedlegg H. De nye veggelementene reduserer andreordenseffektene ved last i global Y-retning ved å redusere horisontale forskyvninger. Det registreres lave verdier for θ , som stemmer overens med de relativt små forskyvningene som registreres for endret konstruksjon alternativ 1-4, se tabell 5.1.3 og 4.1.4 over. Andreordenseffekten studeres ikke nærmere.

Opptredende spenninger, forskyvninger fra vindlast ved endret konstruksjon alternativ 1-4 er ikke tatt med i rapporten fordi fokuset i denne delen er sammenligning ved seismisk belastning.

Utnyttelse av veggskivene ikke beregnet i rapporten. Vurderingen av nødvendighet for forsterkning av konstruksjonen bygger på sammenligningen av opptredende laster i konstruksjonselementene før og etter tiltenkt ombygging. Som forklart i kapittel 2.3 blir maks spenninger og grunnskjær i eksisterende konstruksjon, beregnet med responsspekter i henhold til Eurokode 8 Del 1, sammenlignet med maks spenninger og grunnskjær i ombygget konstruksjon (beregnet med den formildende faktoren, 0.7, multiplisert med grunnakselerasjonen til jordskjelvet).

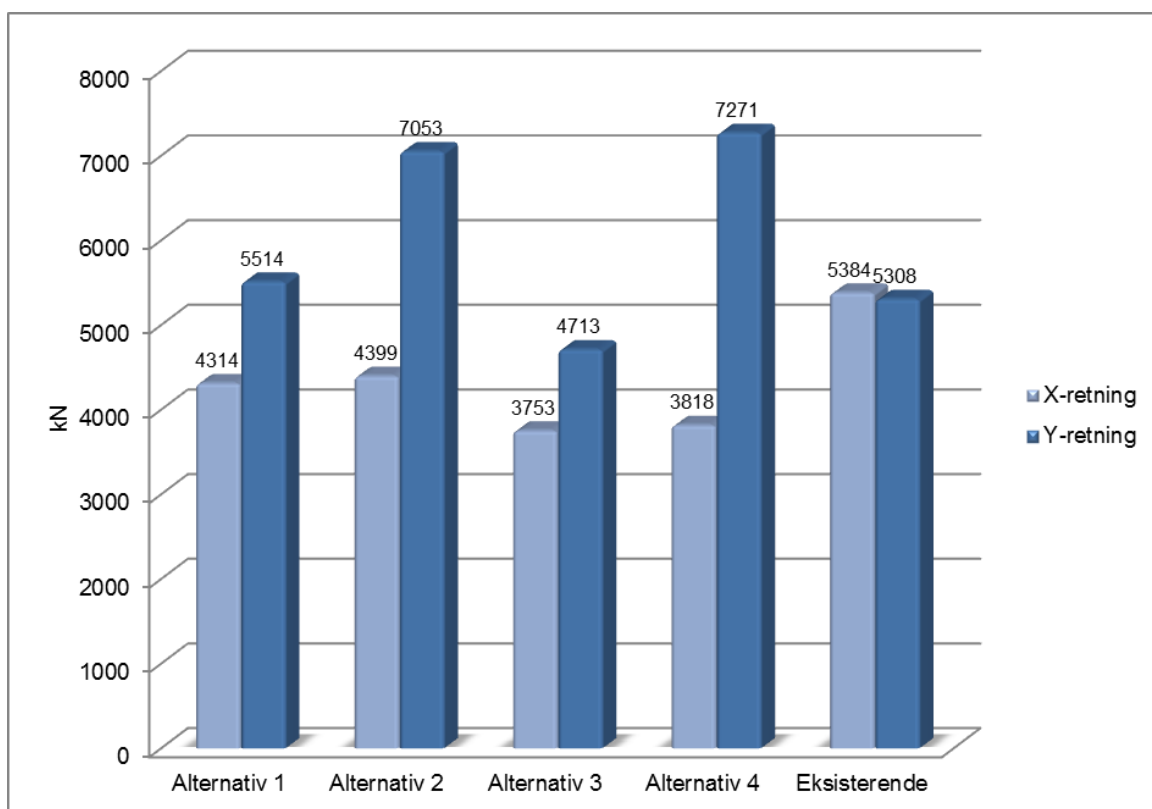
6. Konklusjon og videreføring av rapporten

6.1 Konklusjon

Med de forutsetninger som er satt i denne rapporten, anses det som ikke nødvendig å forsterke bærende konstruksjon for Gamle Odontologiske Bygg ved ombygging av alternativ 1-4 (beskrevet i denne rapportens kapittel 5). Analysen som er utført viser at maks opptredende spenninger i eksisterende veggelementer, reduseres etter ombygging.

For ombygging ved alternativ 2 og 4, der nye veggelement etableres i akse 1 for å motvirke torsjonsvridning i bygget øker det totale grunnskjæret. Den økte belastningen, som følger at veggelementene gjør konstruksjonen stivere, tas opp av de nyetablerte veggelementene slik at de eksisterende veggelementene får en redusert og jevnere fordelt belastning, jf. kapittel 4.1 og 5.1 i rapporten. De beregnede spenningene ved seismisk lasttilfelle, vil være konservative da dempningsbidraget fra jorden ikke er inkludert i analysen.

Differansen i grunnskjær for alternativ 1-4 og eksisterende konstruksjon, her vist ved elastisk spekter, grunntype B og $\xi = 5\%$ er som følger:

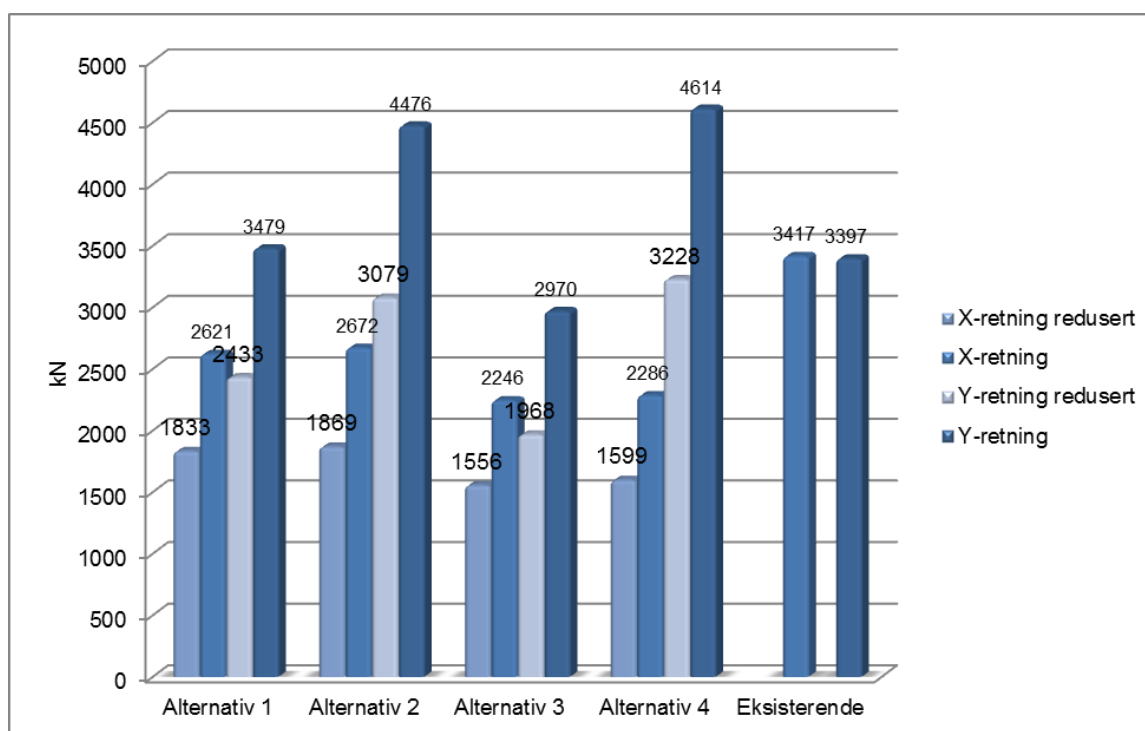


Figur 5.1.14: Grunnskjær for alternativ 1-4, vist sammen med grunnskjær for eksisterende konstruksjon, for global X- og Y-retning beregnet med elastisk spekter og $\xi = 5\%$.

Resultater der den seismiske lasten representeres med dimensjonerende spekter med $q = 1.5$, 2.5 og 3.5, samt elastiske spektre med $\xi = 1\%$ og 3 %, er vedlagt i vedlegg H og F.

For eksisterende konstruksjoner der kriteriene for anvendelse av Eurokode 8 Del 3 gjøres gjeldende, vil det for konstruksjoner som ikke tidligere er utsatt for jordskjelvslast, kunne anvendes en formildende justering av grunnakselerasjonen, jf. kapittel 2.2 og 2.3 i denne rapporten.

Veilederen fra Rådgivende Ingeniørers Forening som omhandler prosjektering og dimensjonering ved jordskjelvslast for eksisterende konstruksjoner, definerer den formidlende justeringen med en faktor lik 0.7, som multipliseres med grunnakselerasjonen, jf. kapittel 2.3. Redusert grunnskjær for alternativ 1-4 og eksisterende konstruksjon, ved dimensjonerende spekter og konstruksjonsfaktor lik 1.5 er som følger:



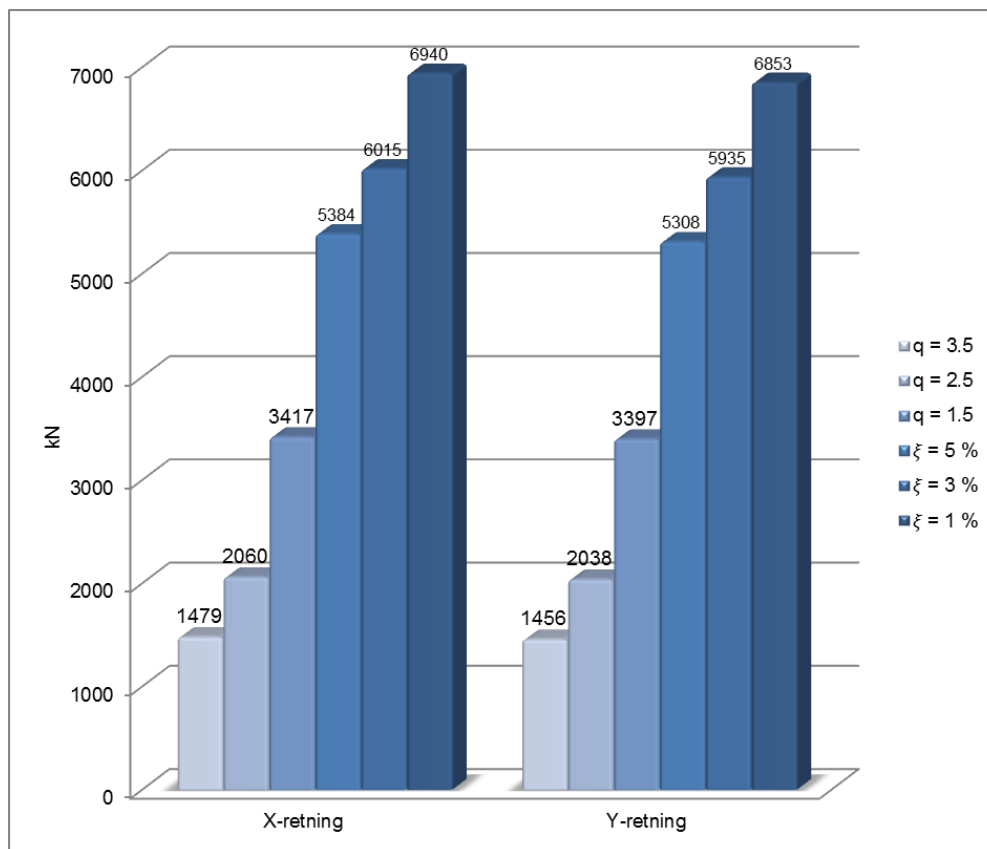
Figur 5.1.15: Grunnskjær og redusert grunnskjær i konstruksjonen for alternativ 1-4, vist sammen med grunnskjær for eksisterende konstruksjon, for global X- og Y-retning beregnet med dimensjonerende spekter og $q = 1.5$.

Grafen viser at en reduksjon av grunnakselerasjonen reduserer opptredende grunnskjær i konstruksjonen betydelig.

Konstruksjonsfaktor og dempingsforhold vil variere fra konstruksjon til konstruksjon. For en konstruksjon som skal betraktes kan det anvendes elastiske spektrere med dempingsforhold, ξ , lik 5-7 % for de fleste nyere konstruksjoner. For eldre konstruksjoner anbefales det å bruke ξ lik 3-5 %, se kapittel 4.1. Belastningen i konstruksjonene beregnet med dempingsfaktor lik 1-, 3- og 5 %, vil gi langt større opptredende krefter i konstruksjonens bærende elementer, enn ved anvendelse av dimensjonerende spekter med tilhørende konstruksjonsfaktor q . Fordelen av å benytte elastisk spekter vil være at verdier for dempingsforholdet i konstruksjonen krever lite forarbeid å definere. Til gjengjeld vil beregnet belastning potensielt være svært konservativ.

Dersom en analyse utført med elastisk responspekter konkluderer med at det vil være nødvendig å utbedre konstruksjonens bæresystem, kan det være fordelaktig å bruke tid og resurser på å definere konstruksjonens duktilitet og tilhørende konstruksjonsfaktor, q . Analysen kan dermed utføres på nytt, der jordskjelvslasten representeres ved dimensjonerende spekter. Fordelen ved anvendelse av dimensjonerende spekter er at lastene reduseres i konstruksjonen, mot at deformasjonene økes. En kan dermed unngå nødvendigheten for forsterkning av konstruksjonen fordi noe av belastningen tas opp i konstruksjonen som deformasjoner. Bruk av det dimensjonerende spekteret setter krav til konstruksjonens deformasjonskapasitet og må dokumenteres.

Dersom en eksisterende konstruksjon har for stor belastning, kan det i stedet for å sette inn ekstra bærende elementer (som også vil gjøre bygget stivere og føre til større belastning), endres på byggets duktilitet. Forbedring av byggets duktilitet vil redusere belastningen, men samtidig kunne føre til større deformasjoner.



Figur 6.1.1: Grunnskjær i eksisterende konstruksjon for GOB, beregnet ved dimensjonerende spekter med $q = 1.5, 2.5$ og 3.5 og elastisk spekter med $\xi = 1-, 3-$ og 5% .

Figur 6.1.2 viser reduksjonen av det totale grunnskjæret i eksisterende konstruksjon for GOB, beregnet ved dimensjonerende spekter og elastisk spekter. Tilhørende forskyvninger viste seg å være lave sett i forhold til konstruksjonens høyde, og er vist i kapittel 5.1.

Forskjellen i grunnskjæret og tilhørende spenninger i veggelementene (se vedlegg F og H) for elastisk- og dimensjonerende spekter ble i den numeriske studien overraskende store. Dersom

det hadde vært tilgjengelig tid, burde resultatene undersøkes nøyere og kontrolleres for om forskjellen stemte.

I en ren sammenligning av differansen mellom opptredende last før og etter endring av konstruksjonen vil ikke valg av enten elastisk eller dimensjonerende spekter være veldig avgjørende. Årsaken er at størrelsesordenen på opptredende last for eksisterende konstruksjon også blir større. Dersom utnyttelsesgraden av konstruksjonselementene skal vurderes, vil det derimot være gunstig å kunne benytte dimensjonerende spekter for å få lavere belastning, forutsatt at økte forskyvninger kan aksepteres.

Lastbidraget fra andreordenseffektene i GOB var lite gjeldende ettersom de horisontale forskyvningene i konstruksjonens etasjer var små. P-delta effekten blir først avgjørende ved store deformasjoner eller i tilfeller der det er stor differanse i masseforholdet mellom etasjene i bygget som betraktes. Dersom nevnte forutsetninger er tilfelle for en konstruksjon som betraktes må det påpasses at bidraget fra P-delta effekten blir inkludert i analysen.

For andre konstruksjoner som vurderes bør det nevnes at dersom den dominerende svingeformen (for GOB, egensvingeform nr. 3) for en konstruksjon er rotasjon om global **Z**-retning bør bidraget fra P-delta effekten fordeles i planet med økt bidrag der forskyvningene er størst. FEM-Design tar ikke hensyn til en slik fordeling og beregner totalt bidrag for en etasje og fordeler den jevnt. En slik fordeling vil være ok å benytte i de tilfeller der stivhetssenteret er plassert sentrisk i planet for etasjene som betraktes, eller dersom forskyvningene i seg selv er lave.

Dersom det finnes nødvendig å utbedre eksisterende konstruksjon i et bygg for å øke dens seismiske bæreevne, bør det gjøres en kostnadsvurdering (ikke bare konstruksjonsvurdering) før det avgjøres hvilken metode som anvendes for å utbedre konstruksjonen. Ofte vil det være kost/nytte forholdet som avgjør hvor vidt eksisterende konstruksjoner skal rehabiliteres og ombygges eller demoleres. Som sivilingeniører er det vår oppgave å finne de løsninger som gjør det mulig for byggherren å gjennomføre prosjektet, ikke bare konstruksjonsmessig, men også økonomisk.

6.2 Videreføring av oppgaven

Forslag til videreføring av oppgaven er som følger:

- Utarbeide enkel metode for å definere konstruksjonsfaktor, q , for eksisterende konstruksjoner. Dette vil gjøre det letter å anvende dimensjonerende responspekter for representasjon av det seismiske lastbidraget.
- Studere effekten av jord-pele og jord-konstruksjon interaksjonen og påvirkningen av responsen for konstruksjonen. Vurdere hvor konservative resultatene blir når denne dempningen ikke tas hensyn til. Teorien presentert i denne rapportens kapittel 2.4 kan anvendes til å definere dempingsforholdet mellom jorden og pelene. Eventuelt kan det

benyttes programvare med mulighet for modellering av jordelementene direkte i modellen. Eksempel på et slikt program er SAP-2000, utviklet av Computers and Structures, INC. (CSI).

- Gjennomføre de samme analysene med bruk av tidshistorier som representasjon av den seismiske påvirkningen. Sammenligne resultatene mellom responsspektre fra Eurokoden og tidsserier fra faktiske skjelv, der differansen studeres. Dersom tidshistorier ønskes å anvendes i videreføring av oppgaven anbefales tidshistorier fra etterskjelvet fra jordskjelvet som hendte i Friuli, Italia, 11. september 1979 som kan hentes fra Strong Motion Database (Ambraseys et al., 2004). Etterskjelvet anbefales fordi størrelsen M_w , varigheten og PGA (maks grunnakselerasjon) kan sammenlignes med det vi kan forvente i Norge ($M_w < 6$) (Bungum et al., 1998) (CEN, 2014). M_w er moment magnituden fra skjelvet og blir brukt til å måle størrelsen på skjelvet i form av utløst energi og defineres som (Kramer, 1996):

$$M_w = \frac{\log M_0}{1.5} - 10.7$$

Der er M_0 seismisk moment som kan regnes ut fra bruddets areal, bevegelseslengden og fjellets stivhet (eventuelt bruddareal og hvor effektivt spenningene i grunnen er utløst).

- Utføre ikke-lineær analyse av konstruksjonen, der tidsserie benyttes for å representere den seismiske eksitasjonen og resultatene sammenlignes med den lineære analysen.
- Vurdere flere alternativer og metoder for å forbedre den geometriske utformingen, og implementering av forskyvnings- og svingningsdempere. Beregne dempingsforholdet i konstruksjonen før og etter implementering av dempere og vurdere tiltak som bør anbefales. Effekten av dempere eller fritthengende masse i etasjene kan samtidig studeres. Formålet med studien vil være å indentifisere hvilke forbedringer som optimaliserer responsen til den bærende konstruksjonen.
- Det er noe usikkert rundt hva som er grunnlaget for Rådgivende Ingeniørers Forening sin tolkning av hva det nasjonale tillegget i Eurokode 8 Del 3 mener med *betydelig økning i sannsynligheten for kollaps*. RIF tolkning er forklart i denne rapportens kapittel 2.3, parameterne som inngår i tolkningen kan studeres og vurdering av reduksjonsfaktoren 0.7 for grunnakselerasjonen vurderes.

Dersom modellene utarbeidet i FEM-Design ønskes tilsendt for videreføring av oppgaven kan forespørsel sendes til undertegnede via e-post til PHHolum@gmail.com.

Referanser

- AMBRASEYS, N., BERGE-THIERRY, C., COSTA, G., DOUGLAS, J., SIGBJÖRNSON, R., SMIT, P. M. & SUHADOLC, P. 2004. Dissemination of European Strong-Motion Data, Vol.2 using Strong-Motion Datascape Navigator. *Engineering and Physical Sciences Research Council. CD ROM collection.*
- ANDERSEN, K. H. 2004. Cyclic clay data for foundation design of structures subjected to wave loading. *Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Triantafyllidis, 2004 Taylor & Francis Group, London.*
- BACHMANN, H. 2002. Seismic Conceptual Design of Buildings - basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities. *In: GEOLOGY, S. F. O. O. W. A. & COOPERATION, S. A. F. D. A. (eds.). Biel.*
- BHATTACHARYA, S. & SHADLOU, M. 2014. Dynamic stiffness of pile in a layered elastic continuum. *Géotechnique*, 64, 303-319.
- BOOTH, E. D. & KEY, D. 2006. *Earthquake design practice for buildings*, London, Thomas Telford.
- BRÅTEN, C., DØSSLAND, Å. L., GJESTVANG, M., KAYNIA, A. M., LOO, M. M. & LØSET, Ø. 2010. *Dimensjonering for jordskjelv av eksisterende bygninger. Veileder til NS-EN 1998-1:2004+NA2008*, September 2010, Rådgivende Ingeniørers Forening, RIF.
- BUNGUM, H., DAHLE, A., HARBITXZ, C., HICKS, E., HOLME, J. K., HØGDEN, H., LINDHOLM, C. D. & NADIM, F. 1998. *Development of a Seismic Zonation of Norway, Report for Norwegian Council for Building Standardization*, NORSAR and Norwegian Geotechnical Institute.
- BYGGFORSKSERIEN 2013. Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler 471.031. *In: BYGGFORSK, S. (ed.). www.sintef.no/byggforsk: SINTEF.*
- BYGGKVALITET, D. F. 2013. Veiledning om tekniske krav til byggverk (TEK10). *In: DIBK (ed.) HO-2/2011 ed. <http://dibk.no/no/BYGGEREGLER/Gjeldende-byggeregler/Veiledning-om-tekniske-krav-til-byggverk/>.*
- BYGGKVALITET, D. F. 2014. Direktoratet for Byggkvalitet. Available: <http://dibk.no/no/BYGGEREGLER/Gjeldende-byggeregler/Veiledning-om-tekniske-krav-til-byggverk/?dpx=/dpx/content/tekniskekrav/10/2/> [Accessed 10.10 2014].
- CEN 2008a. NS-EN 1990:2002+NA:2008. *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. www.standard.no: Standard Norge.
- CEN 2008b. NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-1: Allmenne laster Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger*. www.standard.no: Standard Norge.
- CEN 2008c. NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-3: Allmenne laster Snølaster*. www.standard.no: Standard Norge.
- CEN 2008d. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008. *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. www.standard.no: Standard Norge.
- CEN 2009. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-4: Allmenne laster Vindlaster*. www.standard.no: Standard Norge.
- CEN 2013. NS-EN 1998-3:2005+NA:2013. *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 3: Vurdering og forsterkning av eksisterende bygninger*. www.standard.no: Standard Norge.

- CEN 2014. NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014. *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. www.standard.no: Standard Norge.
- CHOPRA, A. K. 2007. *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*, Upper Saddle River, N.J., Pearson Prentice Hall.
- CLOUGH, R. W. & PENZIEN, J. 1995. *Dynamics of structures*, New York, McGraw-Hill.
- COOK, R. & YOUNG, W. 1998. *Advanced Mechanics of materials (2nd Edition)*, Pearson Education (US) United States, Prentice Hall.
- COOK, R. D., MALKUS, D. S., PLESHA, M. E. & WITT, R. J. 2001. *Concept and Applications of Finite Element Analysis, Fourth Edition*, University of Wisconsin-Madison United States, John Wiley & Sons, Inc.
- FAN, K., GAZETAS, G., KAYNIA, A., KAUSEL, E. & AHMAD, S. 1991. Kinematic Seismic Response of Single Piles and Pile Groups. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117, 1860-1879.
- GRØTERUD, S. & LØSET, Ø. 2013. *Dimensjonering for jordskjelv av eksisterende bygninger. Veileder til NS-EN 1998-3: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 3: Vurdering og forsterkning av eksisterende bygninger*, Lysaker, Februar 2013, Rådgivende Ingeniørers Forening, RIF.
- HUMAR, J. L. 2012. *Dynamics of structures*, Boca Raton, CRC Press.
- ISHIBASHI, I. & ZHANG, X. 1993. Unified Dynamic Shear Moduli and Damping Ratios of Sand and Clay. *Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 33.
- KRAMER, S. L. 1996. *Geotechnical Earthquake Engineering*, New Jersey, Prentice Hall, Inc. 1. Edition.
- MAKRIS, N. & GAZETAS, G. 1992. Dynamic pile-soil-pile interaction. Part II: Lateral and seismic response. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 21, 145-162.
- MANFREDI, V., MASI, A. & VONA, M. 2008. A Parametric study on RC buildings to compare different analysis methods considered in the European Seismic Code (EC8-3). *The 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China*.
- ROMÃO, X., DELGADO, R., GUEDES, J. & COSTA, A. 2010. A comparative application of different EC8-3 procedures for the seismic safety assessment of existing structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8, 91-118.
- ROMSTAD, H. T. 1969. *Stål Håndbok, Del 1 Produkter av stål*, Oslo, Ingeniørforlaget A/S.
- STRUSOFT 2010. Strusoft Structural Design and Software in Europe AB. *FEM-Design Applied Theory and Design 12.0*. www.FEM-Design.com: Strusoft Structural Design Software.

Vedlegg

A Eksisterende tegninger GOB

A.1 Fundamentplan

A.2 Vido 0

A.3 Vido 1

A.4 Hovedsnitt sørenden

B Lastberegninger

B.1 Vindlast

B.2 Snølast

B.3 Påførte egen- og nyttelaster

B.4 Skjevstillingslast

B.5 Responsspektre

B.6 Input for de elastiske responspektrene i FEM-Design

C Lastkombinasjoner

D Sannsynlighet Returperiode

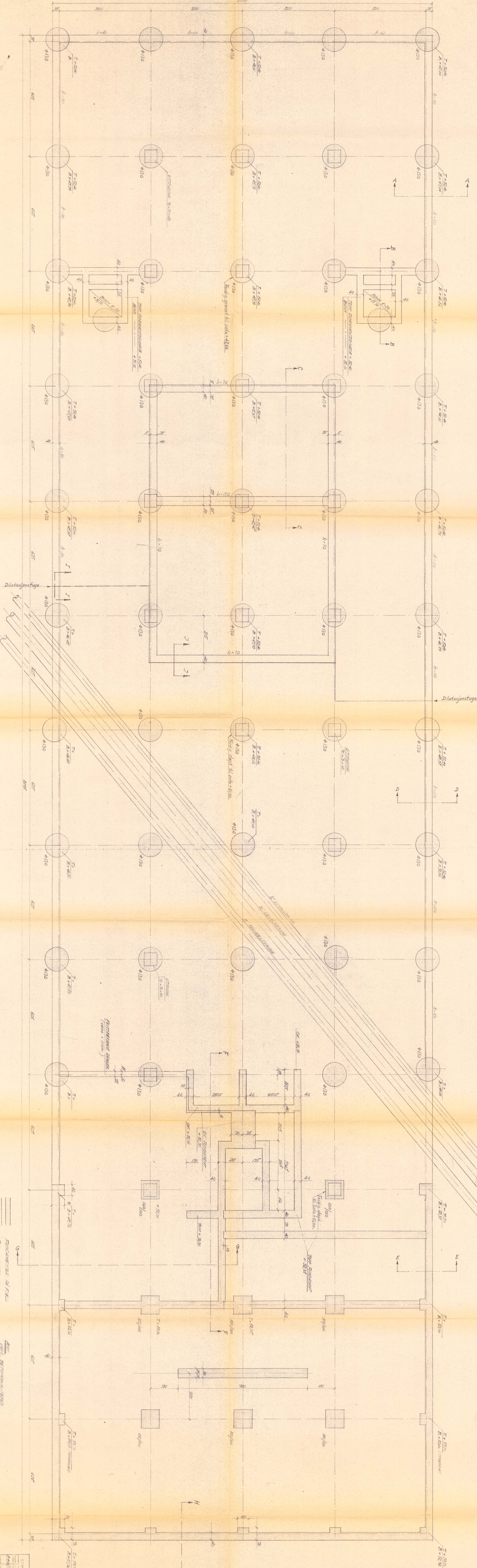
E Stivheter for pele- og veggopplegg samt passivt jordtrykk

F Resultater fra lineær analyse eksisterende konstruksjon

G Stivhetssenter

H Resultater fra lineær analyse endret konstruksjon alternativ 1-4

I Egensvingeform 1, 2 og 3 for alternativ 1-4



KONSTRUKTIVE KONSTRUKTION
Jan. 2.00 1934

100/100
100/100
100/100
100/100

DILATATIONSFUGE

100/100
100/100
100/100

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

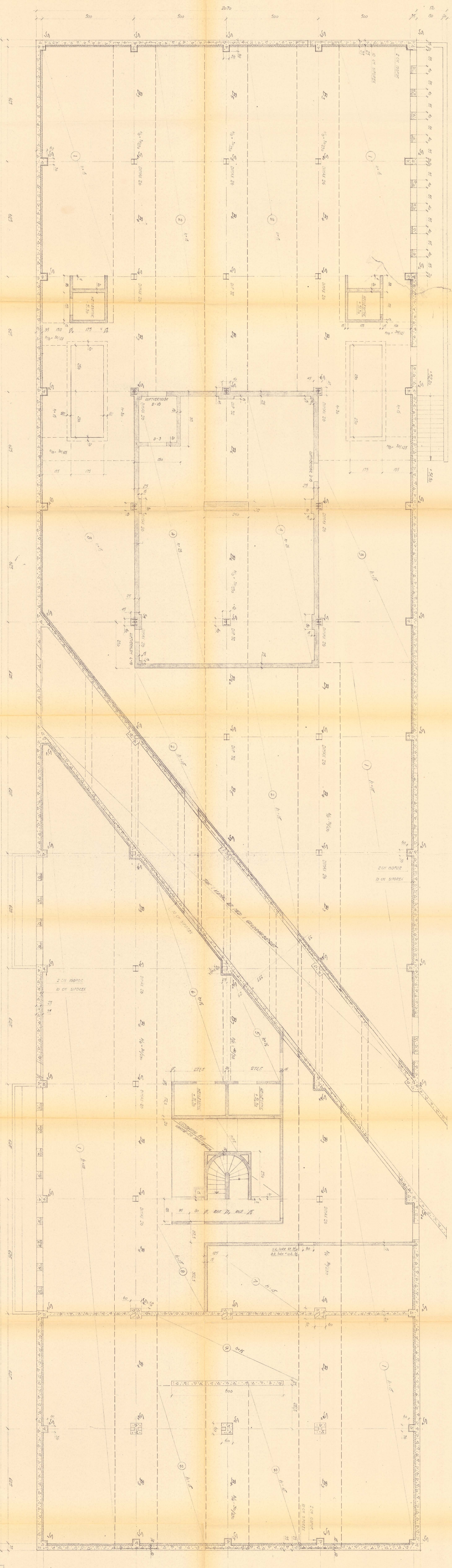
T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

T-500
B-400

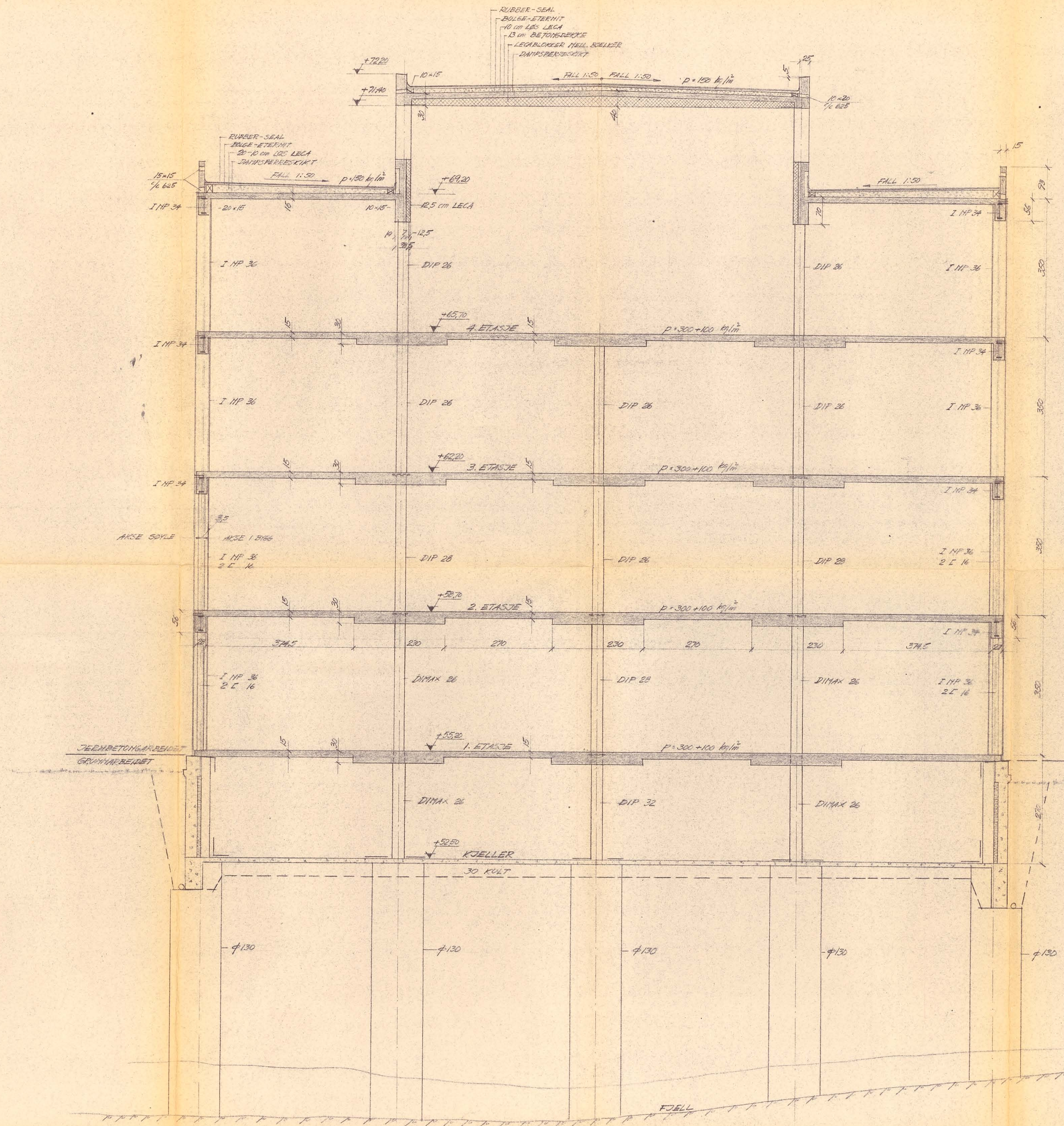
REVISOR	NAME	NO.	PROJEKTANT	NAME	NO.
ORGANISATIONSGEBÄUDE			NAME		
FUNKTIONSBÜRO			NO.		
DESIGNER			NO.		
NAME			NO.		
CASPAR TRUMPY			NO.		
DATE			NO.		
1934			NO.		



BETONWERK EN STUUK EN METAL
 DRAAIBEHANGEN EN HOUT
 STUUK EN METAL EN HOUT

REVIZIJA	1/20	1/20	1/20	1/20
NO.	1	2	3	4
DATE	1910			
DOKUMENTACIJA IZ OBLASTI GRAĐEVINARSTVA				
KONJEVOVA 11, BEOGRAD				
PROJEKTOVANJE IZ OBLASTI GRAĐEVINARSTVA				
1910				
CASPAR TITELBAUM				
BEOGRAD				

PROJEKTOVANJE IZ OBLASTI GRAĐEVINARSTVA
 KONJEVOVA 11, BEOGRAD
 1910
 CASPAR TITELBAUM
 BEOGRAD



 BETONG SOM ER MED I GRUNNARBEIDET
 JERNBETONGARBEIDET

KOMMUNENS STATIKER OG
 KONSULENT I JERNBETONG
 Nr. 260/1960. *MF-4*

2. 1960
 BYGNINGSINSTITUTT

REVISJONER		ODONTOLOGISK INSTITUTT		
DATE	BYG.	REV.	MÅL	PR.
			1:50	718
			ÅRSTADVEIEN 17 - BERGEN	GLAS
			HØVEDBLOKK	29
			SHITT GJENNOM KLINIKFLOY	
			J.R.	
			CASPAR TRUMPY	
			SVILINGSVEIEN 11, H.F. - H.R.I.F.	
			TELF. 10780 BERGEN STRANDGT. 10	9991
			19033	

Vedlegg B.1

Beregning av vindlast for Gamle Odontologi Bygget, beregnet etter NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009

Bygget har en rektangulær grunnflate, med kontinuitet i høyden. Beregningene for trykk og sug på veggarealene benyttes i de tilfeller der det legges til ekstra etasjer, uten å rekalkulere resultatet.

Referansevindhastighet for Bergen kommune, Tabell NA.4(901.1):

$$v_{b,0} := 26 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Retningsfaktor NA.4.2(2)P(901.2):

$$c_{\text{dir}} := 1$$

Faktor for årstidsvariasjon, helårs NA.4.2(2)P(901-3):

$$c_{\text{season}} := 1$$

Terskelverdi etter NA.4.2(2)P(901.1):

$$v_0 := 30 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Nivåfaktor etter NA.4.2(2)P(901.1) og Tabell NA.(901.2):

$$H := 60\text{m} \quad H_0 := 900\text{m} \quad H_{\text{topp}} := 1500\text{m}$$

$$c_{\text{alt}}(v_{b,0}, v_0, H, H_0, H_{\text{topp}}) := \begin{cases} 1 & \text{if } v_{b,0} \leq v_0 \\ 1 + \frac{(v_0 - v_{b,0}) \cdot (H - H_0)}{v_{b,0} \cdot (H_{\text{topp}} - H_0)} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$c_{\text{alt}} := c_{\text{alt}}(v_{b,0}, v_0, H, H_0, H_{\text{topp}}) = 1$$

For returperiode på 50 år velges faktor NA.4.2(2)P:

$$c_{\text{prob}} := 1.0$$

Basis vindhastighet etter NA.4.2(2)P Merknad 2: Formel (NA.4.1):

$$v_b := c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot c_{\text{alt}} \cdot c_{\text{prob}} \cdot v_{b,0} = 26 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Beregner stedsvindhastighet etter 4.3 Middlevind:

Stedsvindhastigheten ved en høyde z over terrenget avhenger av terrengruheten, terrengformen og basisvindhastigheten:

Terrenguhetsfaktor etter 4.3.2 og NA.4.3.2: Kategori nummer III Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder.

Tabell NA.4.1 - Terrengruhetskategorier og tilhørende parametre:

$$k_T := 0.22 \quad z_0 := 0.3\text{m} \quad z_{\min} := 8\text{m} \quad z_{\max} := 200\text{m} \quad z := 20\text{m}$$

$$c_r(k_T, z_0, z_{\min}, z) := \begin{cases} k_T \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{if } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\ k_T \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$c_r(z) := c_r(k_T, z_0, z_{\min}, z)$$

$$c_r(z) = 0.924$$

Terrengformfaktor fra terreng på stedsvindhastigheten, turbulensintensiteten og vindkasthastighetstrykket etter 4.3.3 og A.3(3), ingen innvirkning:

$$c_o(z) := 1$$

Stedsvindhastighet etter 4.3.1 formel (4.3):

$$v_m(z) := c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad v_m(z) = 24.022 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Turbulensintensiteten beregnes etter 4.4(1) og formel (4.7), turbulensfaktoren defineres i NA.4.3.3(901.2) og NA4.4:

$$k_l := 1.0$$

Standardavviket beregnet etter formel (4.6):

$$\sigma_v := k_l \cdot v_b \cdot k_l = 5.72 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Turbulensintensiteten:

$$I_v(z) := \frac{\sigma_v}{v_m(z)} \quad I_v(z) = 0.238$$

Vindhastighetstrykk etter NA.4.5(1) formel (NA.4.8):

Toppfaktor:

$$k_p := 3.5$$

Luftens densitet:

$$\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Stedsvindhastighetstrykket:

$$q_m(z) := 0.5 \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 \quad q_m(z) = 0.361 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Kortvarig toppverdi for vindhastighetstrykket:

$$q_p(z) := (1 + 2k_p \cdot I_v(z)) \cdot q_m(z)$$

$$q_p(z) = 0.962 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindtrykk på overflater defineres etter standardens kapittel 5.3, med formfaktorer fra kapittel 7.

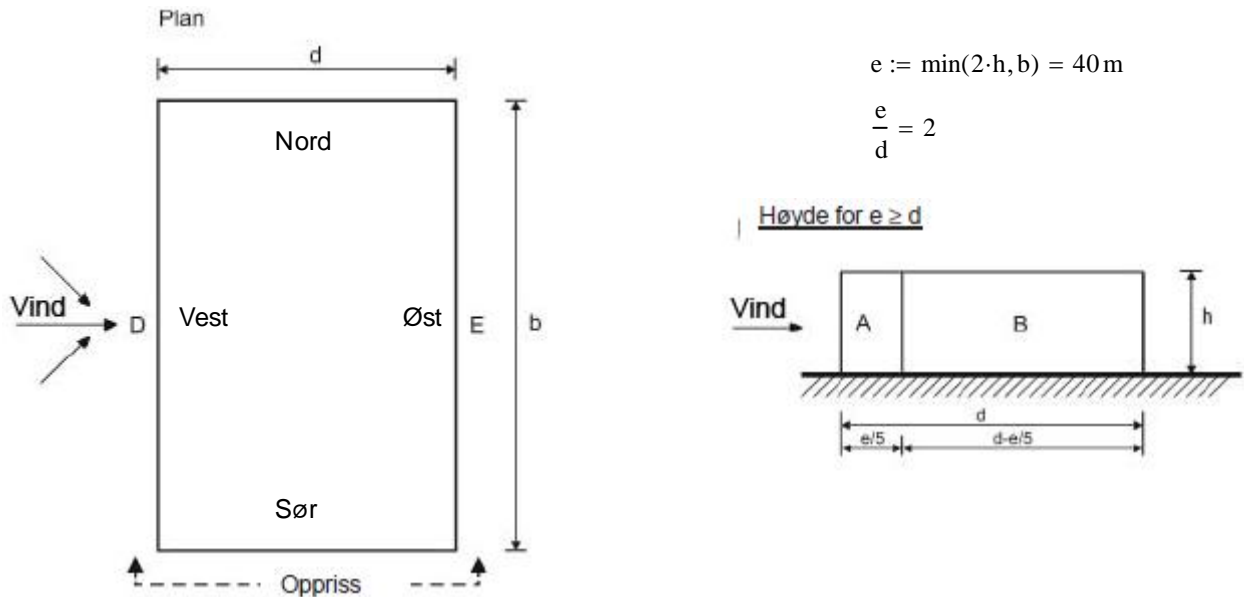
Formfaktorer for det utvendige trykket, med betraktet belastet areal større enn 10 kvadratmeter defineres i kapittel 7.2.2 tabell 7.1 og kapittel 7.2.3 Tabell 7.2.

Formfaktorer for det utvendige trykket på vertikale vegger, geometrisk utforming av bygget hentet fra eksisterende tegninger (høyden satt til 20m):

$$b := 81.25\text{m} \quad h := 20\text{m} \quad d := 20\text{m} \quad \frac{h}{d} = 1$$

Sone	A	B	C	D	E
h/d	C.pe.10	C.pe.10	C.pe.10	C.pe.10	C.pe.10
1	-1.2	-0.8	-0.5	+0.8	-0.5

Figur 7.5 angir utbredelse av formfaktorene for vertikale vegger:



Belastning på vegg ved vindretning vest/øst beregnet etter formel (5.1):

$$C_{pe.10.A} := -1.2 \quad C_{pe.10.B} := -0.8 \quad C_{pe.10.C} := -0.5 \quad C_{pe.10.D} := 0.8 \quad C_{pe.10.E} := -0.5$$

$$w_{e.A} := q_p(z) \cdot C_{pe.10.A} = -1.154 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad w_{e.B} := q_p(z) \cdot C_{pe.10.B} = -0.769 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{e.C} := q_p(z) \cdot C_{pe.10.C} = -0.481 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad w_{e.D} := q_p(z) \cdot C_{pe.10.D} = 0.769 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

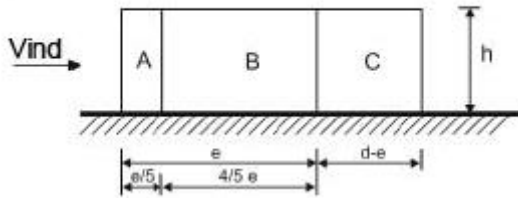
$$w_{e.E} := q_p(z) \cdot C_{pe.10.E} = -0.481 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Belastning på vegg med vindretning nord/sør (90 grader vindretning), og tilhørende formfaktorer, beregnet etter formel (5.1):

$$b_{90} := 20\text{m} \quad d_{90} := 81.25\text{m} \quad e_{90} := \min(2 \cdot h, b_{90}) = 20\text{m} \quad \frac{h}{d_{90}} = 0.246$$

Sone	A90	B90	C90	D90	E90
h/d.90	C.pe.10.90	C.pe.10.90	C.pe.10.90	C.pe.10.90	C.pe.10.90
0.24	-1.2	-0.8	-0.5	+0.7	-0.3

Høyde for e < d



$$\frac{e_{90}}{d_{90}} = 0.246$$

$$C_{pe.10.A90} := -1.2 \quad C_{pe.10.B90} := -0.8 \quad C_{pe.10.C90} := -0.5 \quad C_{pe.10.D90} := 0.7 \quad C_{pe.10.E90} := -0.3$$

$$w_{e.A90} := q_p(z) \cdot C_{pe.10.A90} = -1.154 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad w_{e.B90} := q_p(z) \cdot C_{pe.10.B90} = -0.769 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{e.C90} := q_p(z) \cdot C_{pe.10.C90} = -0.481 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad w_{e.D90} := q_p(z) \cdot C_{pe.10.D90} = 0.673 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{e.E90} := q_p(z) \cdot C_{pe.10.E90} = -0.289 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

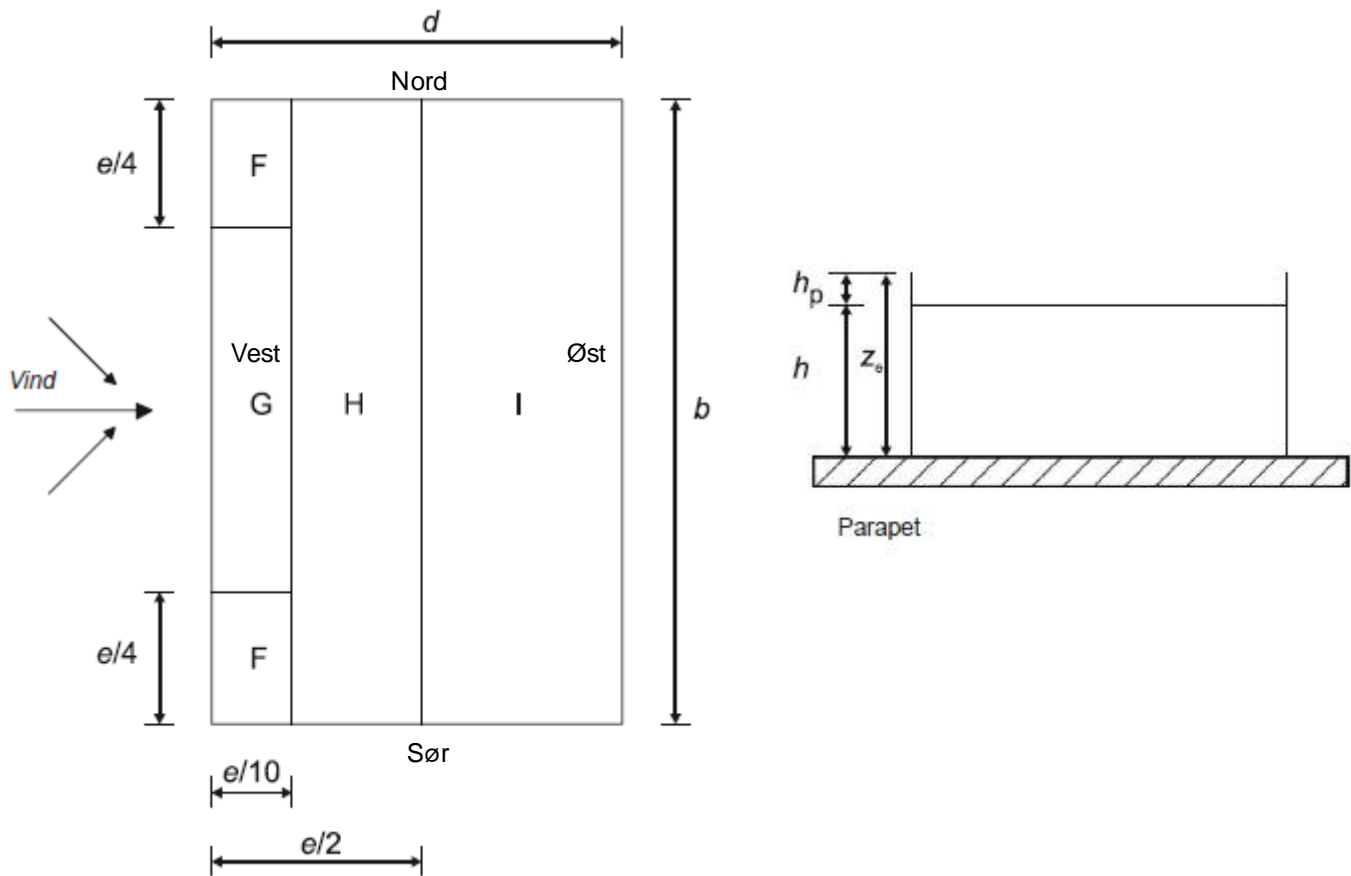
For korrelasjon mellom lo- og le-side der h/d er mindre eller lik 1, multipliseres resultantkraften med 0.85. Dette vil gjøre seg gjeldende for beregning av vindtrykk på de vertikale veggene. se 7.2.2(3)

Formfaktorer for det utvendige trykket på flatt tak (med parapet), geometrisk utforming av bygget hentet fra eksisterende tegninger (høyden satt til 20m):

$$h_p := 1\text{m} \quad \frac{h_p}{h} = 0.05$$

Taktype	Sone	Sone			
		F	G	H	I
		C.pe.10	C.pe.10	C.pe.10	C.pe.10
Med parapet	h.p/h = 0.05	-1.4	-2.0	-0.7	+/- 0.2

Figur 7.6 angir utbredelse av formfaktorene for flate tak:



Belastning på vegg ved vindretning vest/øst beregnet etter formel (5.1):

$$C_{pe.10.F} := -1.4 \quad C_{pe.10.G} := -2.0 \quad C_{pe.10.H} := -0.7 \quad C_{pe.10.I.c} := 0.2 \quad C_{pe.10.I.t} := -0.2$$

$$w_{e.F} := q_p(z) \cdot C_{pe.10.F} = -1.347 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad w_{e.G} := q_p(z) \cdot C_{pe.10.G} = -1.924 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{e.H} := q_p(z) \cdot C_{pe.10.H} = -0.673 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad w_{e.I.c} := q_p(z) \cdot C_{pe.10.I.c} = 0.192 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{e.I.t} := q_p(z) \cdot C_{pe.10.I.t} = -0.192 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

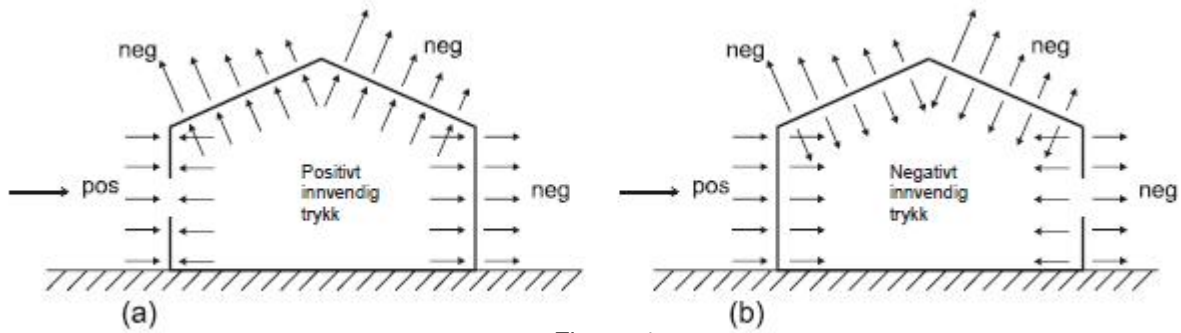
Belastning på tak med vindretning nord/sør (90 grader vindretning), og tilhørende formfaktorer er likt som for øst/vest, med endring i utbredelse av sonene.

Innvendig vindtrykk definerers etter 5.2(2) og 7.9(6):

$$C_{pi.p} := 0.2 \quad C_{pi.n} := -0.3 \quad q_{ip}(z) := q_p(z)$$

$$w_{i.p} := q_{ip}(z) \cdot C_{pi.p} = 0.192 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad w_{i.n} := q_{ip}(z) \cdot C_{pi.n} = -0.289 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nettotrykket på en vegg, et tak eller en bygningsdel er differansen mellom trykkene på motstående flater under hensyntaking til deres fortegn. Trykk rettet mot overflaten angis med positivt fortegn. Sug på overflaten angis med negativt fortegn. Eksempel er gitt på figur 5.1:



Figur 5.1

Etasjehøyder på Gamle Odontologi bygget i Bergen (fem etasjer over bakkenivå, en under):

$$h_{\text{etasje}} := 3.5\text{m}$$

Beregner største linjelast på dekke-elementene i modellen, her vil det bli en korrelasjon mellom trykk på lo-siden og sug på le-siden av bygget.

Vindlasten føres via dekke-skivene til de vertikale vegg-skivene og videre ned i fundamentene og grunnen. Akkumulert vindbelastning på bygget (linjelast eller resultant), i en gitt retning, bergenes etter kapittel 5.3(3).

Bidrag fra utvendig trykk må multipliseres med konstruksjonsfaktorene c_s og c_d (kapittel 6.3.1 formel (6.1)) for å ta hensyn til henholdsvis ikke-samtidige vindhastighetstrykk på overflaten og svingninger i konstruksjonen som følger av turbulens.

Definerer c_s og c_d til 1, som en konservativ betraktning.

$$c_s := 1 \quad c_d := 1$$

Vindretning normalt på langside (0 grader):

$$w_{e,DE} := |w_{e,D}| + |0.85w_{e,E}| = 1.178 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{e,2A} := |2 \cdot w_{e,A}| + |2 \cdot w_{i,p}| = 2.693 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Utbredelse: } l_A := \frac{e}{5} = 8 \text{ m}$$

$$w_{e,2B} := |2 \cdot w_{e,B}| + |2 \cdot w_{i,p}| = 1.924 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Utbredelse: } l_B := d - \frac{e}{5} = 12 \text{ m}$$

Karakteristisk linjelast pr. hele etasjehøyde:

$$q_{k,DE} := w_{e,DE} \cdot h_{etasje} = 4.124 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{k,A} := w_{e,2A} \cdot h_{etasje} = 9.426 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{k,B} := w_{e,2B} \cdot h_{etasje} = 6.733 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindretning parallelt med langside (90 grader):

$$w_{e,DE90} := |w_{e,D90}| + |0.85w_{e,E90}| = 0.919 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{e,2A90} := |2 \cdot w_{e,A90}| + |2 \cdot w_{i,p}| = 2.693 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

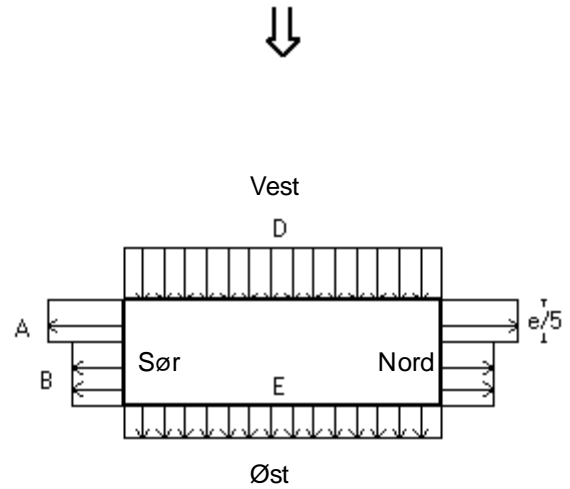
$$w_{e,2B90} := |2 \cdot w_{e,B90}| + |2 \cdot w_{i,p}| = 1.924 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_{e,2C90} := |2 \cdot w_{e,C90}| + |2 \cdot w_{i,p}| = 1.347 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Utbredelse: $l_{A90} := \frac{e_{90}}{5} = 4 \text{ m}$

Utbredelse: $l_{B90} := e_{90} - l_{A90} = 16 \text{ m}$

Utbredelse: $l_{C90} := d_{90} - l_{A90} - l_{B90} = 61.25 \text{ m}$



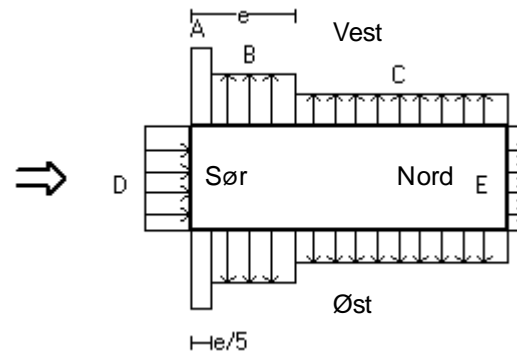
Karakteristisk linjelast pr. hele etasjehøyde:

$$q_{k,DE90} := w_{e,DE90} \cdot h_{etasje} = 3.215 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{k,A90} := w_{e,2A90} \cdot h_{etasje} = 9.426 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{k,B90} := w_{e,2B90} \cdot h_{etasje} = 6.733 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{k,C90} := w_{e,2C90} \cdot h_{etasje} = 4.713 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



For FEM-Design modellen vil relasjonen mellom det globale (X, Y, Z) aksesystemet og himmelretningene være som følger:

Sør = + X Øst = + Y
 Nord = - X Vest = - Y

Grunnskjær fra vindbelastning, halv etsaje for u.etg og tak:
Karakteristisk:

$$F_{w.y.k} := 5 \cdot b \cdot q_{k.DE} = 1675 \cdot \text{kN}$$

$$F_{w.x.k} := 5 \cdot d \cdot q_{k.DE90} = 321 \cdot \text{kN}$$

Brudd, vindbelastning dimensjonerende variabel last:

$$F_{w.y.d} := F_{w.y.k} \cdot 1.5 = 2513 \cdot \text{kN}$$

$$F_{w.x.d} := F_{w.x.k} \cdot 1.5 = 482.237 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg B.2

Beregning av snølast for Gamle Odontologi Bygget, beregnet etter NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008

Bygget har en rektangulær grunnflate, med kontinuitet i høyden. Taket har et oppbygg på taket, satt inn 5 meter fra omliggende gesismskant. Se eksisterende tegninger av bygget.

Karakteristisk verdi for snølast på mark i Bergen, samt tilhørende parametre. Tabell NA.4.1(901):

$$S_{k.0} := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad H_g := 150\text{m} \quad S_{k.maks} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Utforming av tak og takoppbygg, se vedlegg A.4, eksisterende tegninger:

$$\begin{aligned} l_{\text{tak}} &:= 81.25\text{m} & b_{\text{tak}} &:= 20\text{m} & h_{\text{takoppbygg}} &:= 3\text{m} \\ l_{\text{takoppbygg}} &:= 69.25\text{m} & b_{\text{takoppbygg}} &:= 10\text{m} & h_{\text{tak}} &:= 20\text{m} \end{aligned}$$

Eksponeeringskoeffisient etter 5.2(7) Tabell 5.1:

$$C_e := 1.0$$

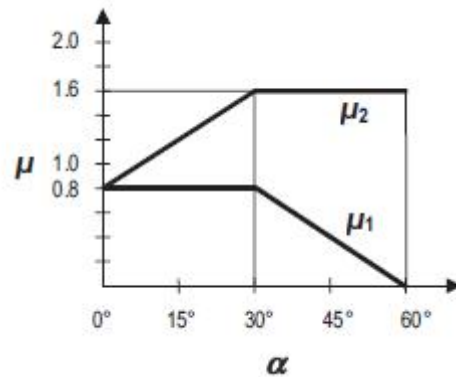
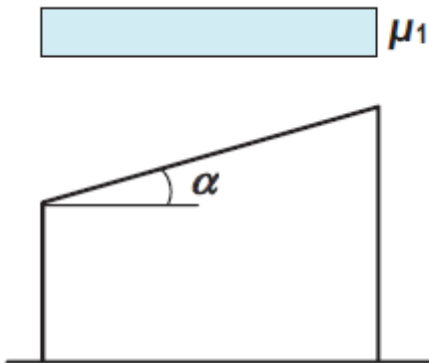
Termisk koeffisient etter 5.2(8):

$$C_t := 1.0$$

Formfaktor for snølasten:

Topp av oppbygg: Kapittel 5.3.2 P uttak

$$\alpha := 0 \quad \mu_1 := 0.8$$



Nedre takflate: Kapittel 5.3.6 Tak som grenser til eller ligger nært høyere byggverk:

$$\alpha = 0 \quad \mu_1 = 0.8 \quad \mu_s := 0 \quad \gamma_s := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

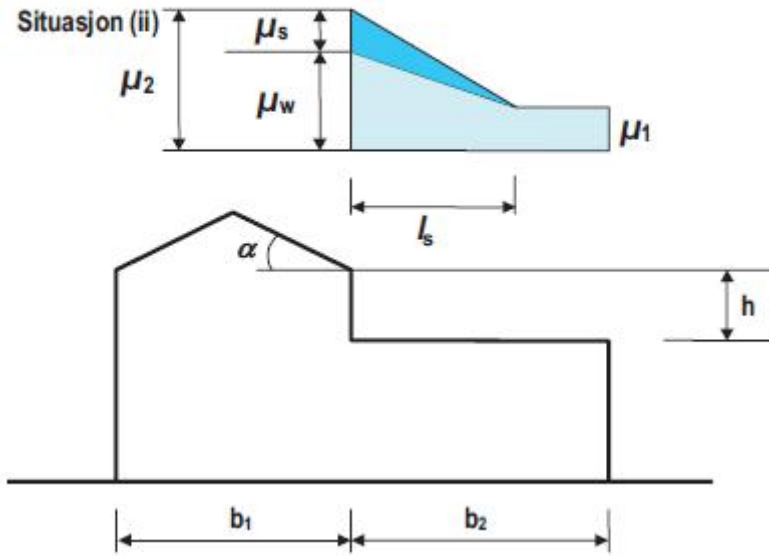
$$\mu_w := \min \left[\frac{b_{\text{takoppbygg}} + \left(\frac{b_{\text{tak}} - b_{\text{takoppbygg}}}{2} \right)}{2 \cdot h_{\text{takoppbygg}}}, \frac{\gamma_s \cdot h_{\text{takoppbygg}}}{S_{k.0}} \right] = 2.5$$

$$\mu_{2.\text{oppbygg}} := \mu_s + \mu_w = 2.5 \quad l_{s.\text{nedretak}} := 2 \cdot h_{\text{takoppbygg}} = 6 \text{ m}$$

Situasjon (i)

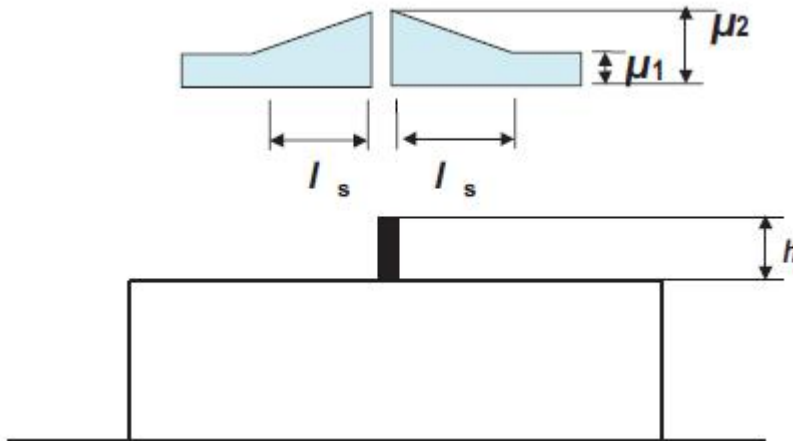


Situasjon (ii)



Parapet: Kapittel 6.2(2):

$$h_{\text{parapet}} := 1 \text{ m} \quad l_{s.\text{parapet}} := 2 \cdot h_{\text{parapet}} = 2 \text{ m} \quad \mu_1 = 0.8 \quad \mu_{2.\text{parapet}} := \frac{\gamma_s \cdot h_{\text{parapet}}}{S_{k.0}} = 1$$



Snølast på tak, kapittel 5.2(3) formel 5.1.

Snølast på takoppbygg:

$$S_{\text{takoppbygg}} := \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_{k,0} = 1.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Snølast på nedre tak, med fonning mot oppbygg som reduseres lineært over utbredelsen:

$$S_{\text{nedretak}} := \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_{k,0} = 1.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$S_{\text{snødrev.oppbygg}} := (\mu_{2,\text{oppbygg}}) \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_{k,0} = 5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad l_{s,\text{nedretak}} = 6 \text{ m}$$

Snølast ved parapet:

$$S_{\text{snødrev.parapet}} := (\mu_{2,\text{parapet}}) \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_{k,0} = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad l_{s,\text{parapet}} = 2 \text{ m}$$

Belastning fra snø og snødrev vil ha en minimumsverdi på 1.6 kN/m². Utbredelsen av snødrevet endres til:

$$l_{s,p} := 0.4 \text{ m} \quad l_{s,o} := 4.08 \text{ m}$$

Resterende lastbredde av nedre tak, med minimumsverdi:

$$l_{s,m} := 5 \text{ m} - l_{s,p} - l_{s,o} = 0.52 \text{ m}$$

Vedlegg B.3

Beregning av egen- og nyttelaster for Gamle Odontologi Bygget, beregnet etter NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008, samt byggforsk infoblad nr. 471.031:

For geometrisk utforming av bygget, se eksisterende tegnigner.

Brukskategorier og nyttelaster i bygget bestemmes etter kapittel 6.3 Tabell 6.1 og Tabell NA.6.2. Brukskategori B, kontorarealer:

$$q_{k,\text{dekke}} := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad q_{k,\text{trapp}} := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Total vertikal karakteristisk belastning fra nyttelast på dekker:

$$A_{\text{dekke}} := 20\text{m} \cdot 81.25\text{m} = 1625 \text{ m}^2 \quad n_{\text{dekke}} := 5$$

$$A_{\text{tak,\u00f8vre}} := 10\text{m} \cdot 69.25\text{m} = 692.5 \text{ m}^2 \quad A_{\text{tak,nedre}} := A_{\text{dekke}} - A_{\text{tak,\u00f8vre}} = 932.5 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{tak}} := A_{\text{tak,nedre}} + A_{\text{tak,\u00f8vre}} = 1625 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{dekke,tot}} := A_{\text{dekke}} \cdot n_{\text{dekke}} - A_{\text{tak}} = 6500 \text{ m}^2$$

$$N_{k,\text{dekke}} := A_{\text{dekke,tot}} \cdot q_{k,\text{dekke}} = 19500 \cdot \text{kN}$$

Nyttelast for tak bestemmes etter kapittel 6.3.4 Tabell 6.9 og Tabell NA.6.10:

Takkategori H, Tak som det ikke er atkomst til annet enn for vedlikehold og reparasjon:

$$q_{k,\text{tak}} := 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$N_{k,\text{tak}} := q_{k,\text{tak}} \cdot A_{\text{tak}} = 1218.75 \cdot \text{kN}$$

Egenvekt for fasade beregnes som en kombinasjon med energiglass og yttervegg med bindingsverk i tre, ref. byggforsk NBI blad nr. 471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler.

Modelleres som vertikal linjelast på dekkekanter der fasaden forventes innfestes:

$$h_{\text{etasje}} := 3.5\text{m} \quad h_{\text{takoppbygg}} := 2.5\text{m} \quad \rho_{\text{fasade}} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{k,\text{fasade}} := h_{\text{etasje}} \cdot \rho_{\text{fasade}} = 1.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad g_{k,\text{takoppbygg}} := h_{\text{takoppbygg}} \cdot \rho_{\text{fasade}} = 1.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$l_{\text{fasade}} := (2 \cdot 20 + 2 \cdot 81.25)\text{m} = 202.5 \text{ m} \quad l_{\text{takoppbygg}} := (2 \cdot 10 + 2 \cdot 69.25)\text{m} = 158.5 \text{ m}$$

$$n_{\text{fasade,etasje}} := 4$$

Total vertikal karakteristisk belastning fra fasader:

$$N_{\text{fasade}} := l_{\text{fasade}} \cdot g_{k,\text{fasade}} \cdot n_{\text{fasade,etasje}} = 1417.5 \cdot \text{kN}$$

$$N_{\text{takoppbygg}} := l_{\text{takoppbygg}} \cdot g_{k,\text{takoppbygg}} = 198.125 \cdot \text{kN}$$

$$N_{k,f} := N_{\text{fasade}} + N_{\text{takoppbygg}} = 1615.625 \cdot \text{kN}$$

Egenvekt av trappeelementer modelleres som linjelast på dekkeopplegget, det samme gjelder for nyttelasten i trappearealet. Egenvekt armert betong etter Tabell A.1 :

$$u_{\text{trapp}} := 5\text{m} \quad \rho_{\text{armertbetong}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad t_{\text{trapp}} := 300\text{mm}$$

Karakteristisk linjelast på dekkekanter ved opplegg:

$$\xi_{\text{k.l.trapp}} := \frac{u_{\text{trapp}}}{2} \cdot \rho_{\text{armertbetong}} \cdot t_{\text{trapp}} = 18.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q_{\text{k.l.trapp}} := \frac{u_{\text{trapp}}}{2} \cdot q_{\text{k.trapp}} = 7.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenvekt av faste installasjoner som sprinkler, himlingssystem, ventilasjonskanaler, lettvegger etc. modelleres som fordelt last på dekkearealet i samtlige etasjer:

$$\xi_{\text{k.inst.etg}} := 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \xi_{\text{k.inst.takoppbygg}} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Total vertikal karakteristisk belastning fra tekniske installasjoner, lettvegger etc fra u.etg til takoppbygg:

$$N_{\text{k.ins.etg}} := \xi_{\text{k.inst.etg}} \cdot A_{\text{dekke}} \cdot n_{\text{dekke}} = 8125 \cdot \text{kN} \quad N_{\text{k.takoppbygg}} := \xi_{\text{k.inst.takoppbygg}} \cdot A_{\text{tak.øvre}} = 346.25 \cdot \text{kN}$$

$$N_{\text{k.inst}} := N_{\text{k.ins.etg}} + N_{\text{k.takoppbygg}} = 8471.25 \cdot \text{kN}$$

Samlet vertikal karakteristisk nyttelast:

$$N_{\text{k.q}} := N_{\text{k.dekke}} + N_{\text{k.tak}} = 20718.75 \cdot \text{kN}$$

Samlet vertikal påført karakteristisk egenlast:

$$N_{\text{k.g}} := N_{\text{k.f}} + N_{\text{k.inst}} = 10086.875 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg B.4

Beregning av skjevstillingslast Gamle Odontologi Bygget, beregnet etter NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.

Andre ordens effekter som følge av geometriske avvik i produksjon av konstruksjonselementene skal inkluderes i konstruksjonsanalysen, som definert i kapittel 5.1.4.

5.2(2)P i standarden angir følgende kriterie: "Det skal tas hensyn til geometriske avvik i bruddgrensetilstander for permanente dimensjonerende situasjoner og for dimensjonerende ulykkessituasjoner".

Lastbidraget fra det geometriske avviket som inkluderes i FEM-Design modellen beregnes som følger:

Avviket beregnes som en helning, etter formel 5.1.

Basisverdi, reduksjonsfaktor for lengde eller høyde og antall konstruksjonsdeler:

$$\theta_0 := \frac{1}{200} \quad l := 20 \quad m := 40$$

$$\alpha_h(l) := \begin{cases} 1 & \text{if } \frac{2}{\sqrt{l}} > 1 \\ \frac{2}{3} & \text{if } \frac{2}{\sqrt{l}} < \frac{2}{3} \\ \frac{2}{\sqrt{l}} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \alpha_h(l) = 0.667$$

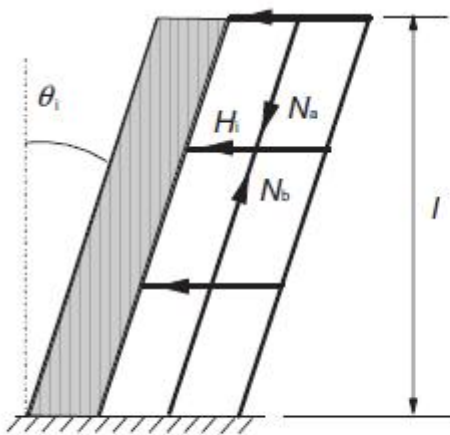
$$\alpha_h := \alpha_h(l)$$

$$\alpha_m := \sqrt{0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = 0.716$$

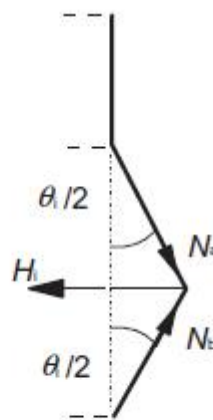
Helning:

$$\theta_i := \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0.002$$

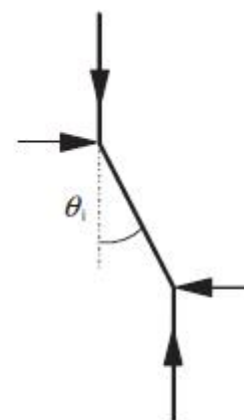
For konstruksjoner kan virkningen av helningen tas hensyn til som horisontale krefter som inkluderes i analysen sammen med øvrige påvirkninger.



b) Avstivningssystem



c1) Dekkeskive



c2) Takskive

For modellen i FEM-Desing påføres bidraget fra skjevstillingen som en horisontal areallast pr. kvadratmeter i et avstivningssystem:

Nyttelaster.

Oppbygg:

$$N_{a.O.Q} := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad N_{b.O.Q} := 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad H_{i.O.Q} := \theta_i \cdot (N_{b.O.Q} - N_{a.O.Q}) = 0.0018 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vido 4:

$$N_{a.4.Q} := N_{b.O.Q} \quad N_{b.4.Q} := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + N_{b.O.Q} \quad H_{i.4.Q} := \theta_i \cdot (N_{b.4.Q} - N_{a.4.Q}) = 0.0072 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vido 3 - 0:

$$N_{a.30.Q} := N_{b.4.Q} \quad N_{b.30.Q} := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + N_{b.4.Q} \quad H_{i.30.Q} := \theta_i \cdot (N_{b.30.Q} - N_{a.30.Q}) = 0.0072 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Egenlaster, verdier er hentet fra vedlegg B.3.

Egenlast fra fasade og vertikale skiver fordeles jevt over dekkearealet.

$$N_{g.ins.40} := 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad N_{g.O} := 5.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad N_{g.dekke.40} := 5.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad N_{g.ins.O} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Areal}_{\text{dekke}} := 1625 \text{m}^2 \quad N_{g.fasade.O} := \frac{158.5 \text{m} \cdot 1.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{\text{Areal}_{\text{dekke}}} \quad N_{g.fasade.40} := \frac{202.5 \text{m} \cdot 1.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{\text{Areal}_{\text{dekke}}}$$

Oppbygg:

$$N_{a.O.G} := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad N_{b.O.G} := N_{g.O} + N_{g.ins.O} + N_{g.fasade.O} + N_{g.fasade.40}$$

$$H_{i.O.G} := \theta_i \cdot (N_{b.O.G} - N_{a.O.G}) = 0.0154 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vido 4:

$$N_{a.4.G} := N_{b.O.G} \quad N_{b.4.G} := N_{g.ins.40} + N_{g.dekke.40} + N_{g.fasade.40} + N_{b.O.G}$$

$$H_{i.4.G} := \theta_i \cdot (N_{b.4.G} - N_{a.4.G}) = 0.0163 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vido 3 - 0:

$$N_{a.30.G} := N_{b.4.G} \quad N_{b.30.G} := N_{g.ins.40} + N_{g.dekke.40} + N_{g.fasade.40} + N_{b.4.G}$$

$$H_{i.30.G} := \theta_i \cdot (N_{b.30.G} - N_{a.30.G}) = 0.0163 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vedlegg B.5

Beregning av elastisk responspektrum og dimensjonerende spektrum, etter NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 Eurokode 8 Del1 og det nasjonale tillegget.

Bygget kategoriseres for seismisk klasse III for kontorer og institusjonsbygg etter Tabell BNA.4(902). Den seismiske faktoren γ_I for klasse III, etter tabell NA.4(901), er:

$$\gamma_I := 1.4$$

Nedre grenseverdi for det dimensjonerende spektrum for elastisk analyse:

$$\beta := 0.2$$

Spissverdi for berggrunnens akselerasjon i Bergen:

$$a_{g40Hz} := 0.85 \frac{m}{s^2}$$

Referansespissverdi for berggrunnens akselerasjon:

$$a_{gR} := a_{g40Hz} \cdot 0.8 = 0.68 \frac{m}{s^2}$$

Dimensjonerende horisontal grunnakselerasjon for grunntype A

$$a_g := \gamma_I \cdot a_{gR} = 0.952 \frac{m}{s^2}$$

Dimensjonerende vertikal grunnakselerasjon for grunntype A

$$a_{vg} := 0.6 \cdot a_g = 0.571 \frac{m}{s^2}$$

Berenger horisontalt elastisk responspekter og dimensjonerende spektrum etter kapittel 3.2.2.2 og 3.2.2.5 i Eurokoden for grunntype A, B og C der viskøs demping av konstruksjonen og konstruksjonsfaktoren varierer:

Delapramtrene fra Tabell 3.2:

$S_A := 1.0$	$T_{B.A}(s) := 0.10$	$T_{C.A}(s) := 0.20$	$T_{D.A}(s) := 1.7$
$S_B := 1.3$	$T_{B.B}(s) := 0.10$	$T_{C.B}(s) := 0.25$	$T_{D.B}(s) := 1.5$
$S_C := 1.4$	$T_{B.C}(s) := 0.10$	$T_{C.C}(s) := 0.30$	$T_{D.C}(s) := 1.5$
$S_D := 1.55$	$T_{B.D}(s) := 0.15$	$T_{C.D}(s) := 0.40$	$T_{D.D}(s) := 1.6$
$S_E := 1.65$	$T_{B.E}(s) := 0.10$	$T_{C.E}(s) := 0.30$	$T_{D.E}(s) := 1.4$

Viskøst dempningsforhold, uttrykt i prosent:

$$\xi_5 := 5 \quad \xi_3 := 3 \quad \xi_1 := 1$$

$$\eta_5 := \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_5}} = 1 \quad \eta_3 := \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_3}} = 1.118 \quad \eta_1 := \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_1}} = 1.291$$

q-faktor:

$$q_1 := 1.5 \quad q_2 := 2.5 \quad q_3 := 3.5$$

$$T := 0..4$$

Horisontale spektre:

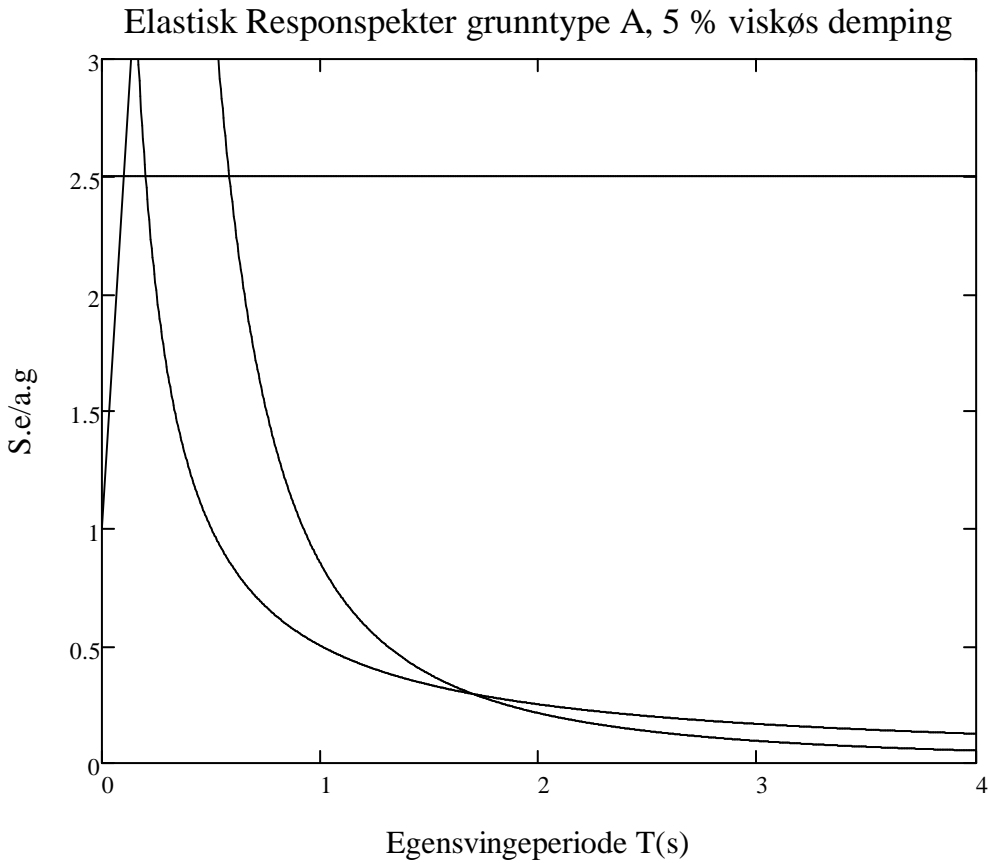
Grunntype A-E 5 % dempningsforhold:

$$S_{e.A5.1}(T) := a_g \cdot S_A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_{B.A}(s)} \cdot (\eta_5 \cdot 2.5 - 1) \right]$$

$$S_{e.A5.2}(T) := a_g \cdot S_A \cdot \eta_5 \cdot 2.5$$

$$S_{e.A5.3}(T_2) := a_g \cdot S_A \cdot \eta_5 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{C.A}(s)}{T_2} \right)$$

$$S_{e.A5.4}(T_2) := a_g \cdot S_A \cdot \eta_5 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{D.A}(s) \cdot T_{C.A}(s)}{T_2^2} \right)$$

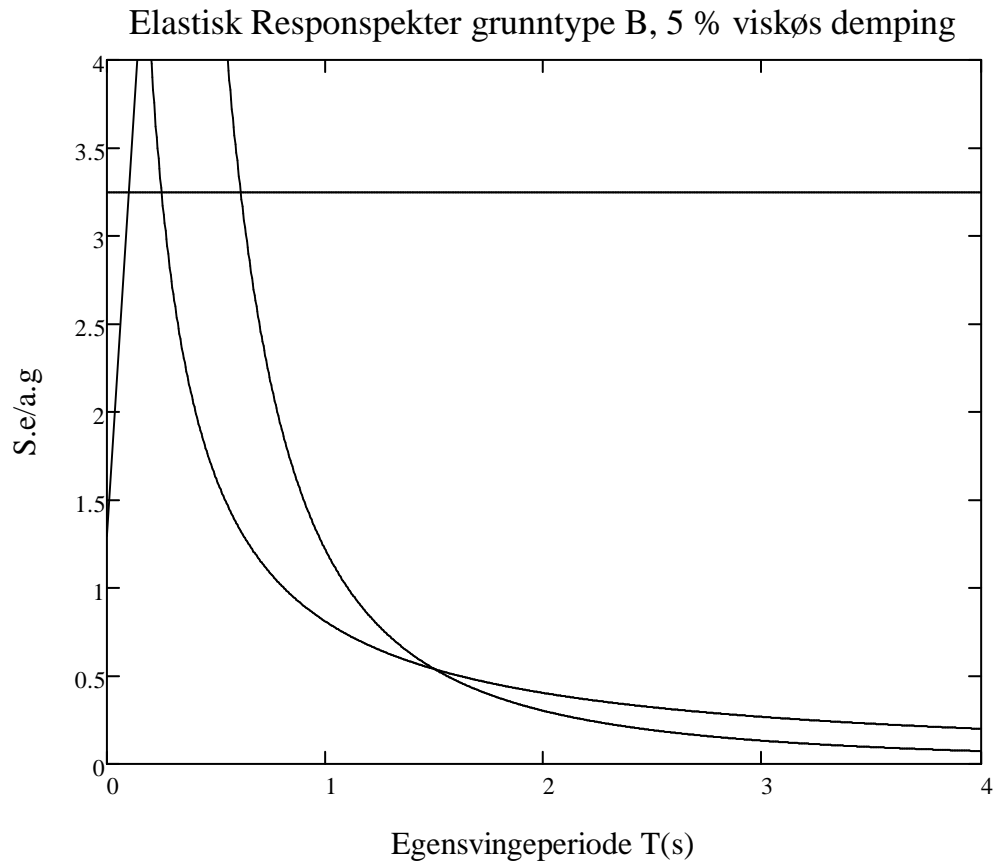


$$S_{e.B5.1}(T) := a_g \cdot S_B \cdot \left[1 + \frac{T}{T_{B.B(s)}} \cdot (\eta_5 \cdot 2.5 - 1) \right]$$

$$S_{e.B5.2}(T) := a_g \cdot S_B \cdot \eta_5 \cdot 2.5$$

$$S_{e.B5.3}(T_2) := a_g \cdot S_B \cdot \eta_5 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{C.B(s)}}{T_2} \right)$$

$$S_{e.B5.4}(T_2) := a_g \cdot S_B \cdot \eta_5 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{D.B(s)} \cdot T_{C.B(s)}}{T_2^2} \right)$$

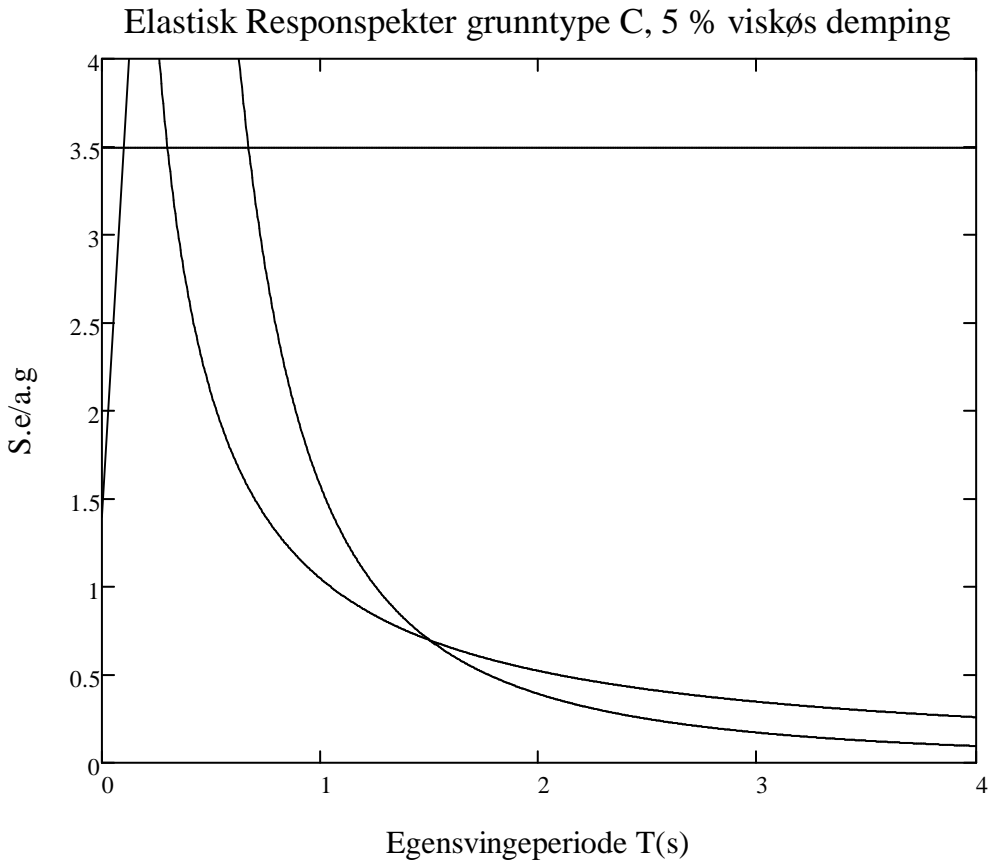


$$S_{e,C5.1}(T) := a_g \cdot S_C \cdot \left[1 + \frac{T}{T_{B,C(s)}} \cdot (\eta_5 \cdot 2.5 - 1) \right]$$

$$S_{e,C5.2}(T) := a_g \cdot S_C \cdot \eta_5 \cdot 2.5$$

$$S_{e,C5.3}(T_2) := a_g \cdot S_C \cdot \eta_5 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{C,C(s)}}{T_2} \right)$$

$$S_{e,C5.4}(T_2) := a_g \cdot S_C \cdot \eta_5 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{D,C(s)} \cdot T_{C,C(s)}}{T_2^2} \right)$$

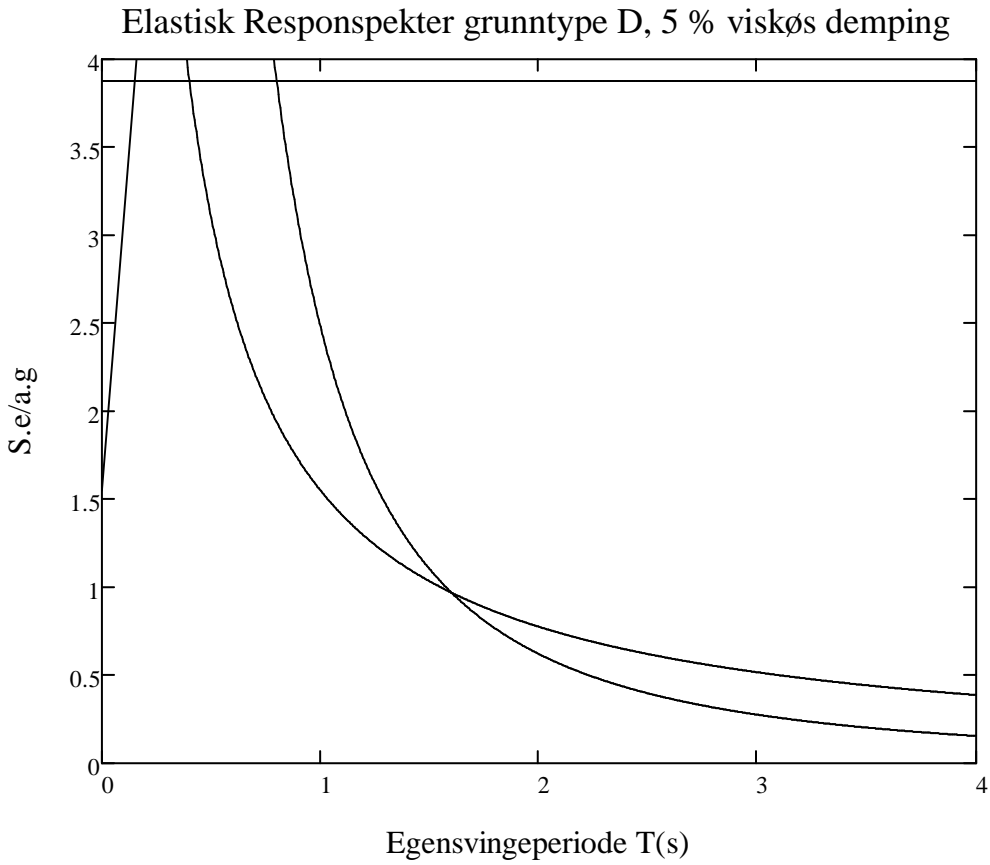


$$S_{e.D5.1}(T) := a_g \cdot S_D \cdot \left[1 + \frac{T}{T_{B,D(s)}} \cdot (\eta_5 \cdot 2.5 - 1) \right]$$

$$S_{e.D5.2}(T) := a_g \cdot S_D \cdot \eta_5 \cdot 2.5$$

$$S_{e.D5.3}(T_2) := a_g \cdot S_D \cdot \eta_5 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{C,D(s)}}{T_2} \right)$$

$$S_{e.D5.4}(T_2) := a_g \cdot S_D \cdot \eta_5 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{D,D(s)} \cdot T_{C,D(s)}}{T_2^2} \right)$$

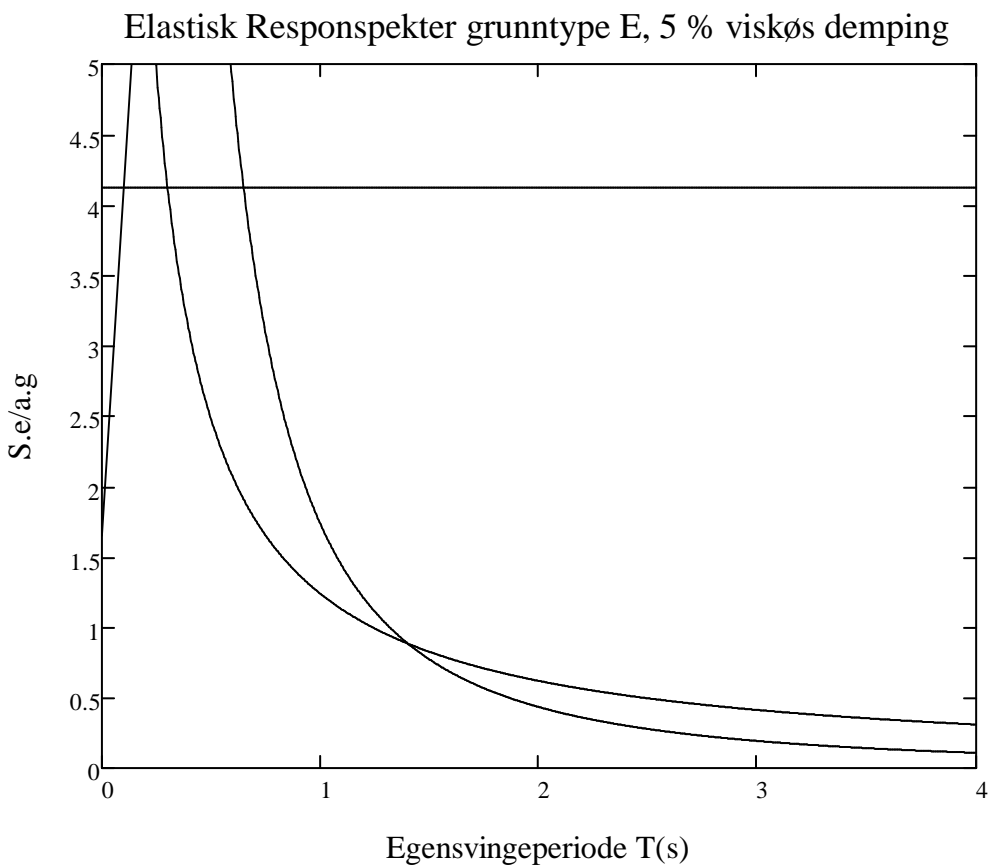


$$S_{e.E5.1}(T) := a_g \cdot S_E \cdot \left[1 + \frac{T}{T_{B.E(s)}} \cdot (\eta_{5 \cdot 2.5} - 1) \right]$$

$$S_{e.E5.2}(T) := a_g \cdot S_E \cdot \eta_{5 \cdot 2.5}$$

$$S_{e.E5.3}(T_2) := a_g \cdot S_E \cdot \eta_{5 \cdot 2.5} \cdot \left(\frac{T_{C.E(s)}}{T_2} \right)$$

$$S_{e.E5.4}(T_2) := a_g \cdot S_E \cdot \eta_{5 \cdot 2.5} \cdot \left(\frac{T_{D.E(s)} \cdot T_{C.E(s)}}{T_2^2} \right)$$



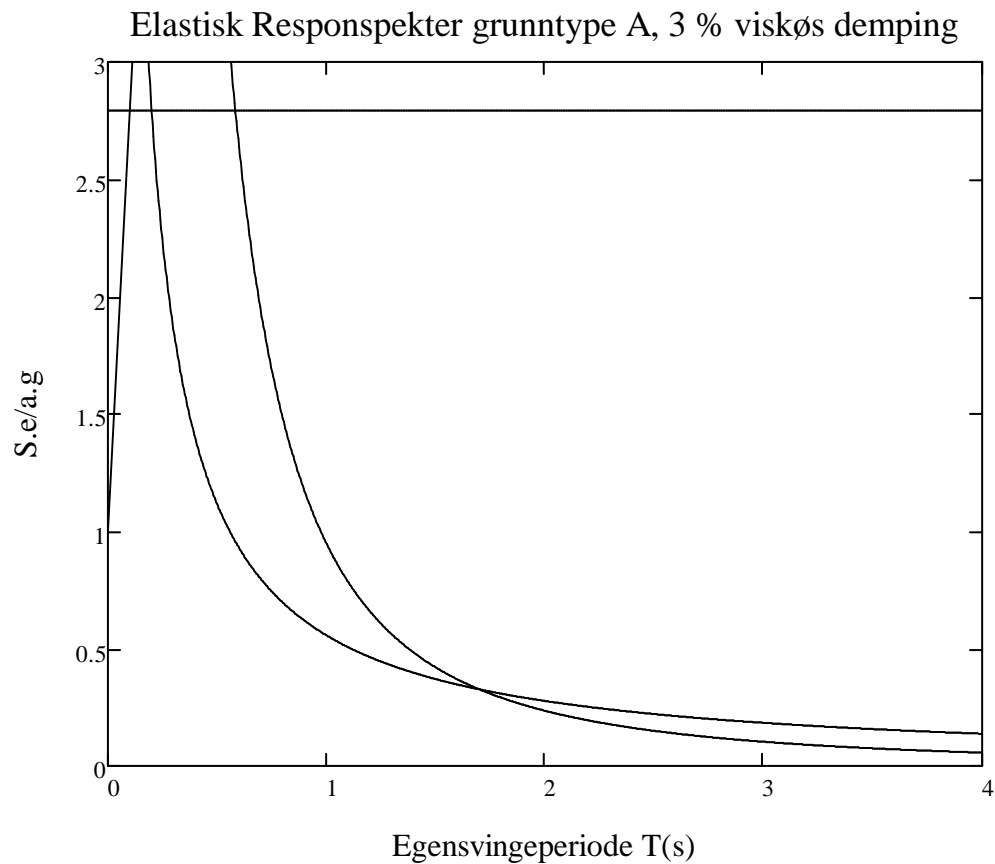
Grunntype A-E 3% dempningsforhold:

$$S_{e.A3.1}(T) := a_g \cdot S_A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_{B.A}(s)} \cdot (\eta_3 \cdot 2.5 - 1) \right]$$

$$S_{e.A3.2}(T) := a_g \cdot S_A \cdot \eta_3 \cdot 2.5$$

$$S_{e.A3.3}(T_2) := a_g \cdot S_A \cdot \eta_3 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{C.A}(s)}{T_2} \right)$$

$$S_{e.A3.4}(T_2) := a_g \cdot S_A \cdot \eta_3 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{D.A}(s) \cdot T_{C.A}(s)}{T_2^2} \right)$$

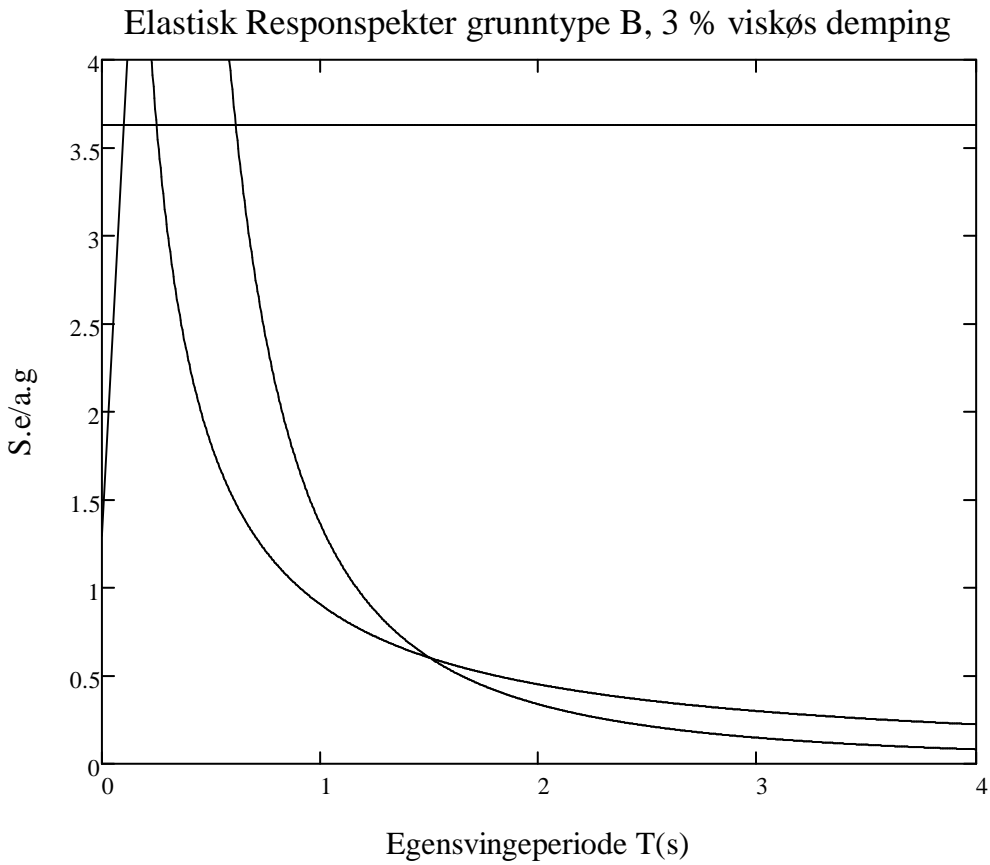


$$S_{e.B3.1}(T) := a_g \cdot S_B \cdot \left[1 + \frac{T}{T_{B.B(s)}} \cdot (\eta_3 \cdot 2.5 - 1) \right]$$

$$S_{e.B3.2}(T) := a_g \cdot S_B \cdot \eta_3 \cdot 2.5$$

$$S_{e.B3.3}(T_2) := a_g \cdot S_B \cdot \eta_3 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{C.B(s)}}{T_2} \right)$$

$$S_{e.B3.4}(T_2) := a_g \cdot S_B \cdot \eta_3 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{D.B(s)} \cdot T_{C.B(s)}}{T_2^2} \right)$$

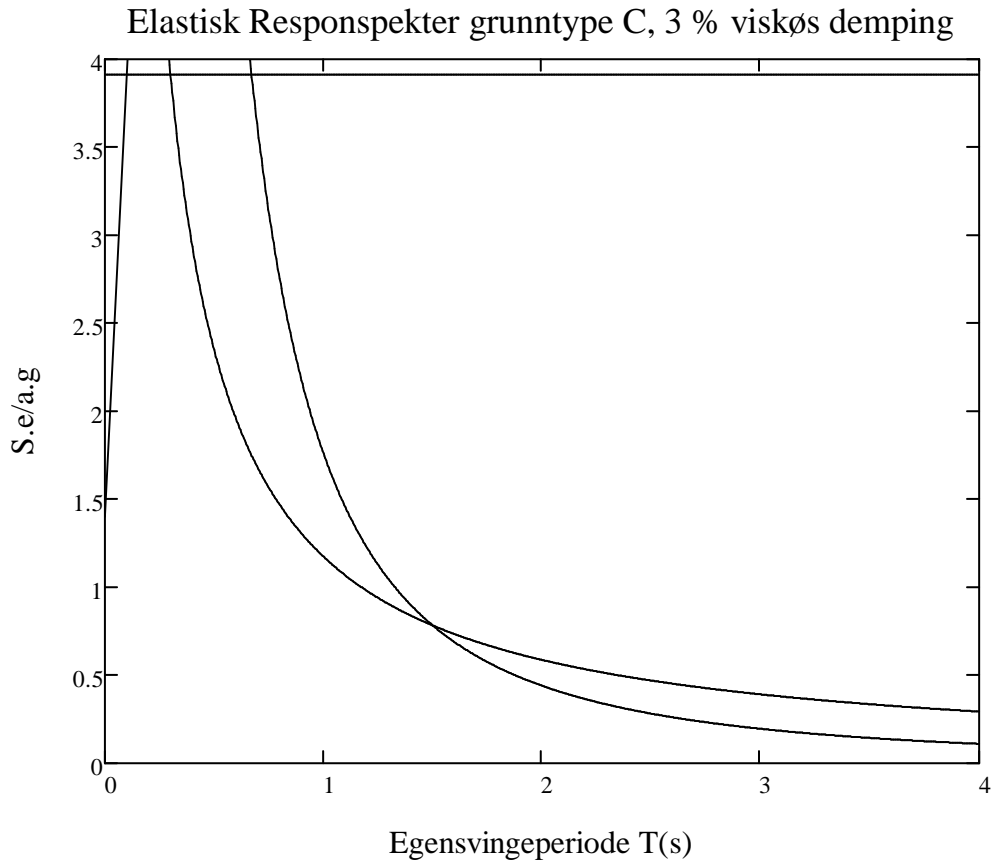


$$S_{e,C3.1}(T) := a_g \cdot S_C \cdot \left[1 + \frac{T}{T_{B,C(s)}} \cdot (\eta_3 \cdot 2.5 - 1) \right]$$

$$S_{e,C3.2}(T) := a_g \cdot S_C \cdot \eta_3 \cdot 2.5$$

$$S_{e,C3.3}(T_2) := a_g \cdot S_C \cdot \eta_3 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{C,C(s)}}{T_2} \right)$$

$$S_{e,C3.4}(T_2) := a_g \cdot S_C \cdot \eta_3 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{D,C(s)} \cdot T_{C,C(s)}}{T_2^2} \right)$$

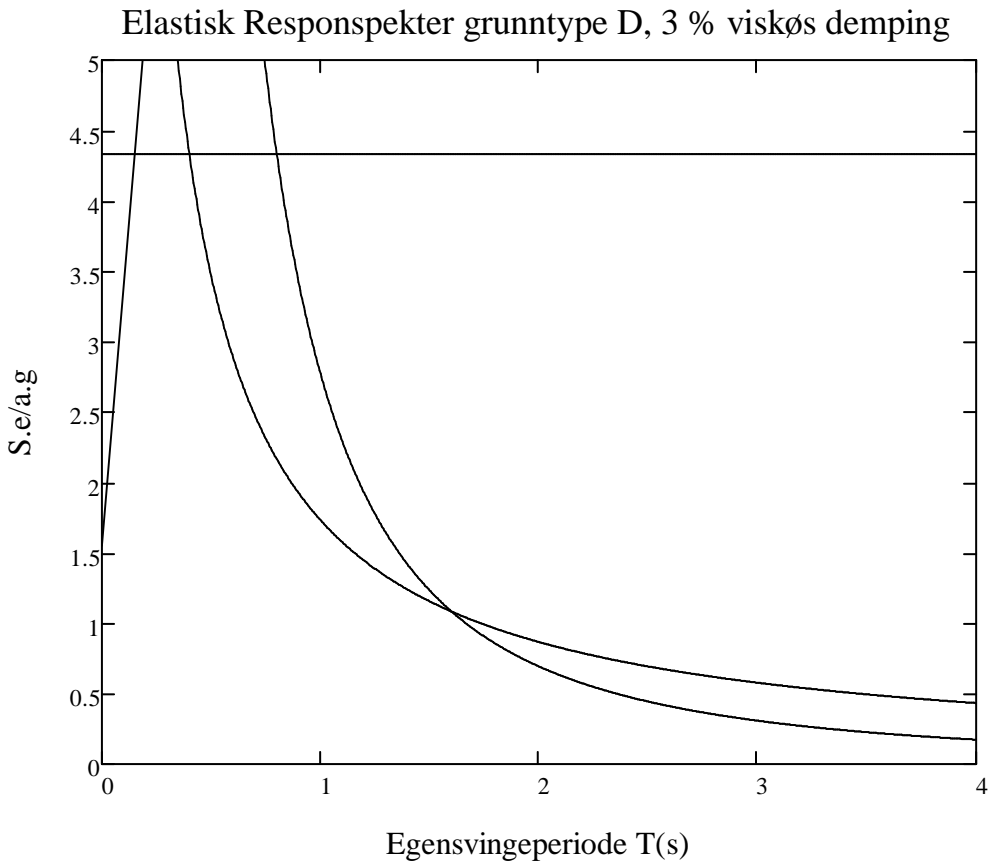


$$S_{e,D3.1}(T) := a_g \cdot S_D \cdot \left[1 + \frac{T}{T_{B,D}(s)} \cdot (\eta_3 \cdot 2.5 - 1) \right]$$

$$S_{e,D3.2}(T) := a_g \cdot S_D \cdot \eta_3 \cdot 2.5$$

$$S_{e,D3.3}(T_2) := a_g \cdot S_D \cdot \eta_3 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{C,D}(s)}{T_2} \right)$$

$$S_{e,D3.4}(T_2) := a_g \cdot S_D \cdot \eta_3 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{D,D}(s) \cdot T_{C,D}(s)}{T_2^2} \right)$$

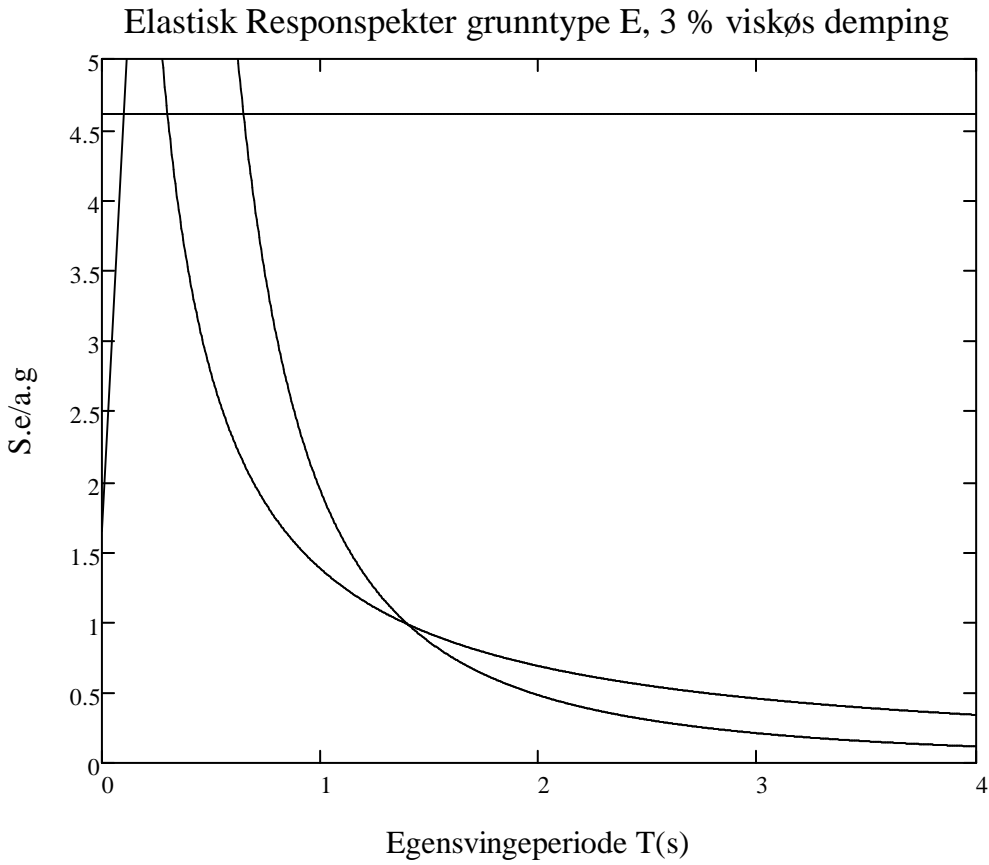


$$S_{e.E3.1}(T) := a_g \cdot S_E \cdot \left[1 + \frac{T}{T_{B.E}(s)} \cdot (\eta_3 \cdot 2.5 - 1) \right]$$

$$S_{e.E3.2}(T) := a_g \cdot S_E \cdot \eta_3 \cdot 2.5$$

$$S_{e.E3.3}(T_2) := a_g \cdot S_E \cdot \eta_3 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{C.E}(s)}{T_2} \right)$$

$$S_{e.E3.4}(T_2) := a_g \cdot S_E \cdot \eta_3 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{D.E}(s) \cdot T_{C.E}(s)}{T_2^2} \right)$$



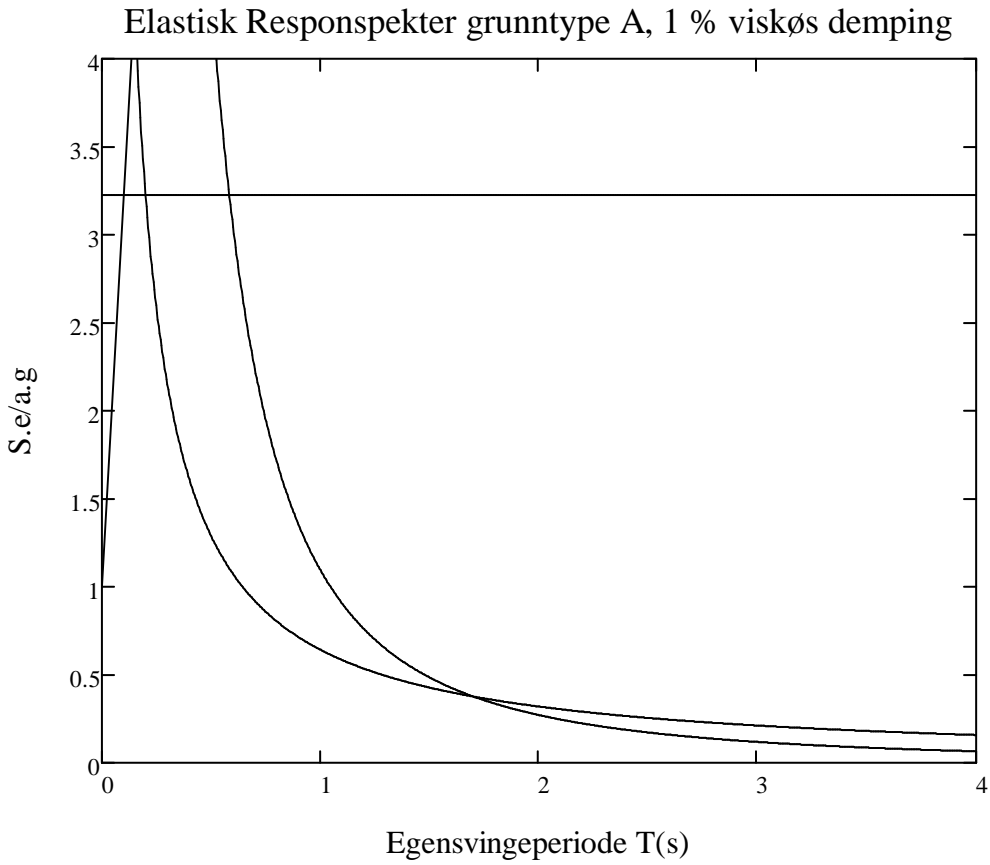
Grunntype A-E 1 % dæmpningsforhold:

$$S_{e,A1.1}(T) := a_g \cdot S_A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_{B,A}(s)} \cdot (\eta_1 \cdot 2.5 - 1) \right]$$

$$S_{e,A1.2}(T) := a_g \cdot S_A \cdot \eta_1 \cdot 2.5$$

$$S_{e,A1.3}(T_2) := a_g \cdot S_A \cdot \eta_1 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{C,A}(s)}{T_2} \right)$$

$$S_{e,A1.4}(T_2) := a_g \cdot S_A \cdot \eta_1 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{D,A}(s) \cdot T_{C,A}(s)}{T_2^2} \right)$$

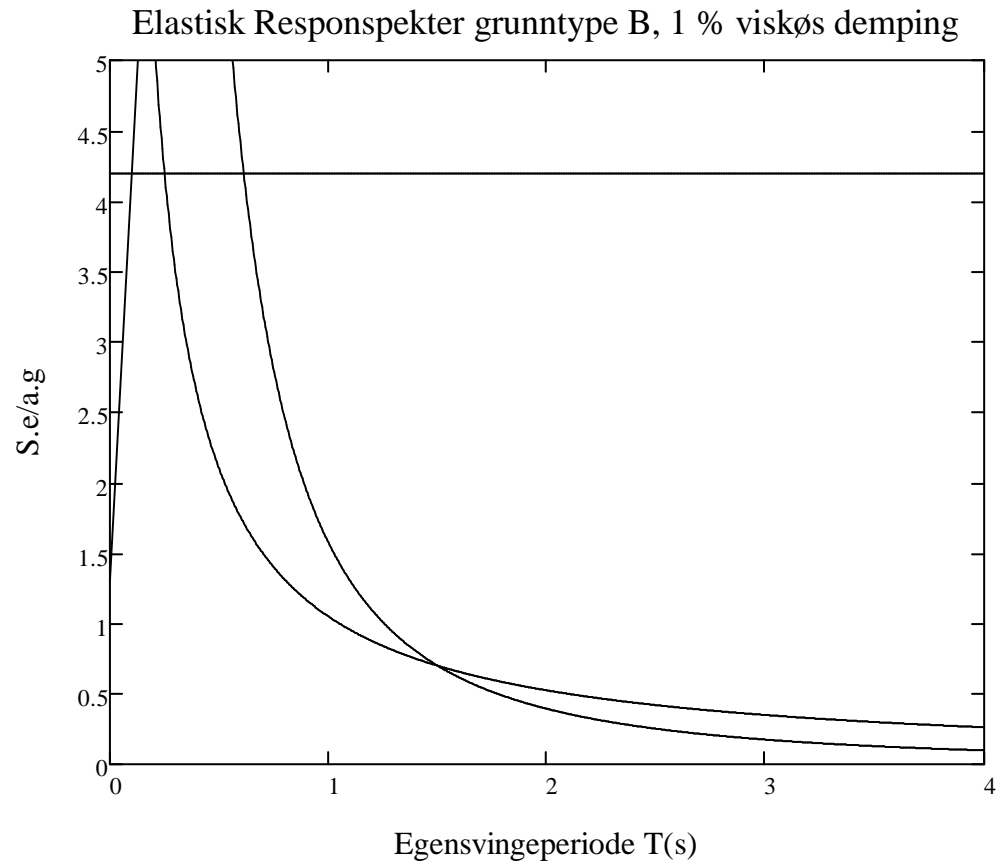


$$S_{e.B1.1}(T) := a_g \cdot S_B \cdot \left[1 + \frac{T}{T_{B.B(s)}} \cdot (\eta_1 \cdot 2.5 - 1) \right]$$

$$S_{e.B1.2}(T) := a_g \cdot S_B \cdot \eta_1 \cdot 2.5$$

$$S_{e.B1.3}(T_2) := a_g \cdot S_B \cdot \eta_1 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{C.B(s)}}{T_2} \right)$$

$$S_{e.B1.4}(T_2) := a_g \cdot S_B \cdot \eta_1 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{D.B(s)} \cdot T_{C.B(s)}}{T_2^2} \right)$$

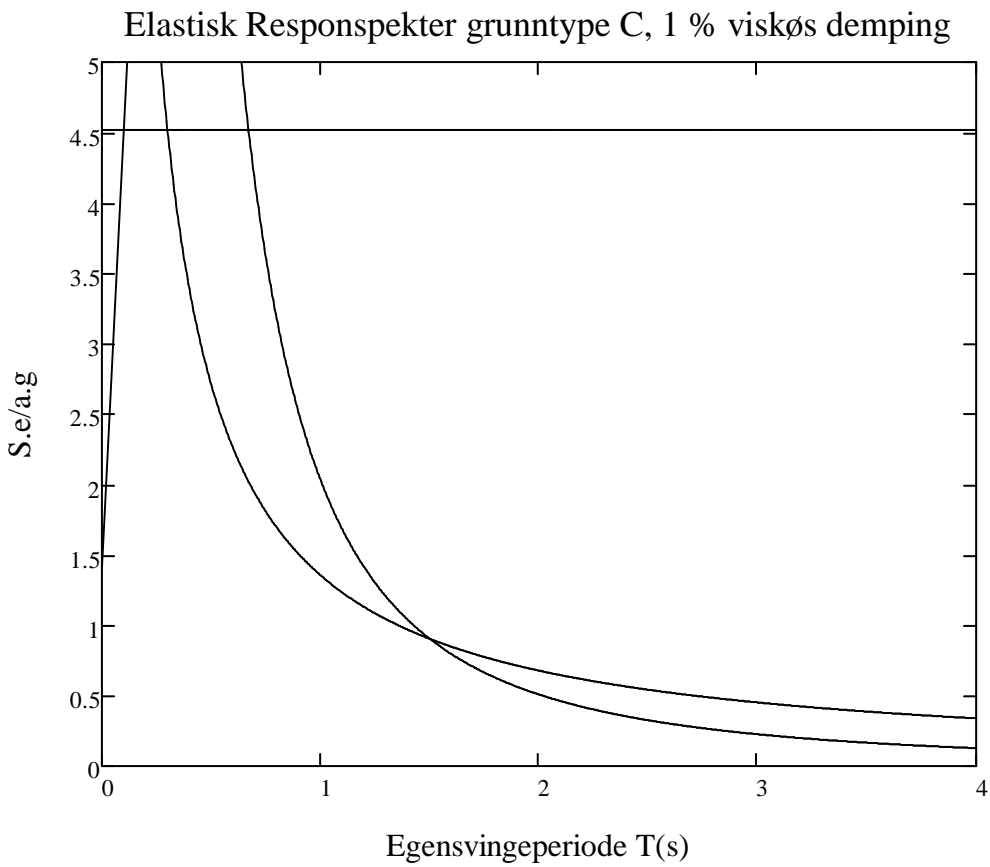


$$S_{e,C1.1}(T) := a_g \cdot S_C \cdot \left[1 + \frac{T}{T_{B,C}(s)} \cdot (\eta_1 \cdot 2.5 - 1) \right]$$

$$S_{e,C1.2}(T) := a_g \cdot S_C \cdot \eta_1 \cdot 2.5$$

$$S_{e,C1.3}(T_2) := a_g \cdot S_C \cdot \eta_1 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{C,C}(s)}{T_2} \right)$$

$$S_{e,C1.4}(T_2) := a_g \cdot S_C \cdot \eta_1 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{D,C}(s) \cdot T_{C,C}(s)}{T_2^2} \right)$$

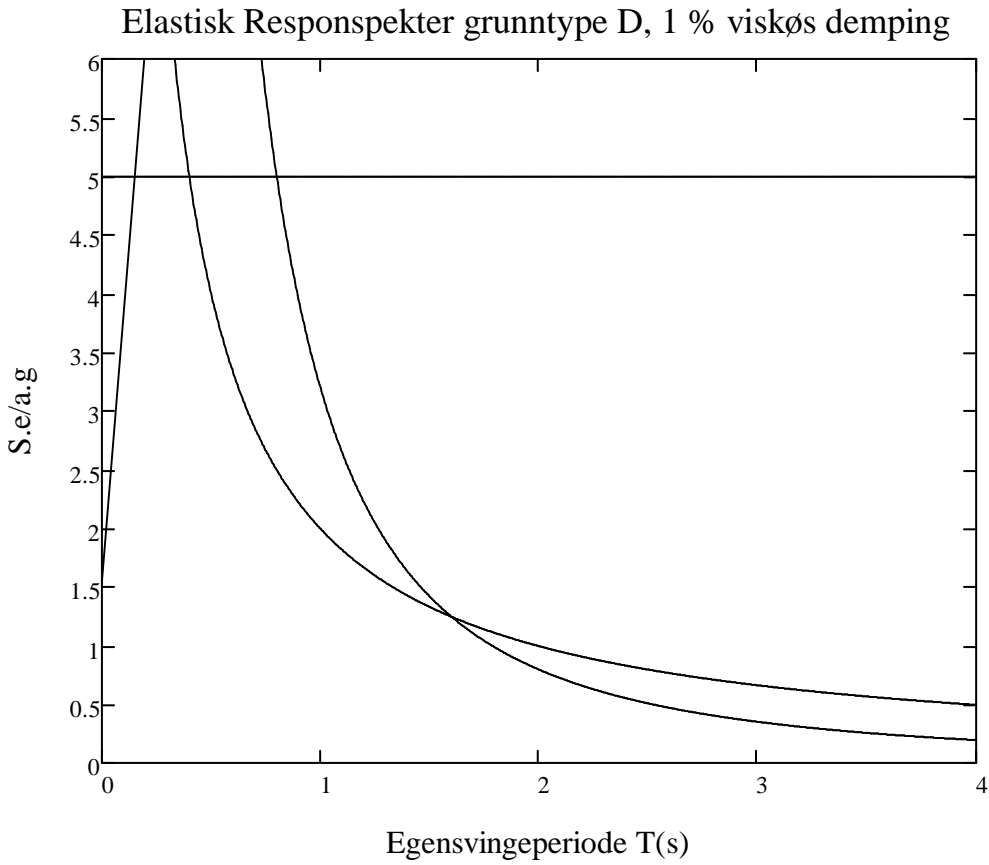


$$S_{e.D1.1}(T) := a_g \cdot S_D \cdot \left[1 + \frac{T}{T_{B,D(s)}} \cdot (\eta_1 \cdot 2.5 - 1) \right]$$

$$S_{e.D1.2}(T) := a_g \cdot S_D \cdot \eta_1 \cdot 2.5$$

$$S_{e.D1.3}(T_2) := a_g \cdot S_D \cdot \eta_1 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{C,D(s)}}{T_2} \right)$$

$$S_{e.D1.4}(T_2) := a_g \cdot S_D \cdot \eta_1 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{D,D(s)} \cdot T_{C,D(s)}}{T_2^2} \right)$$

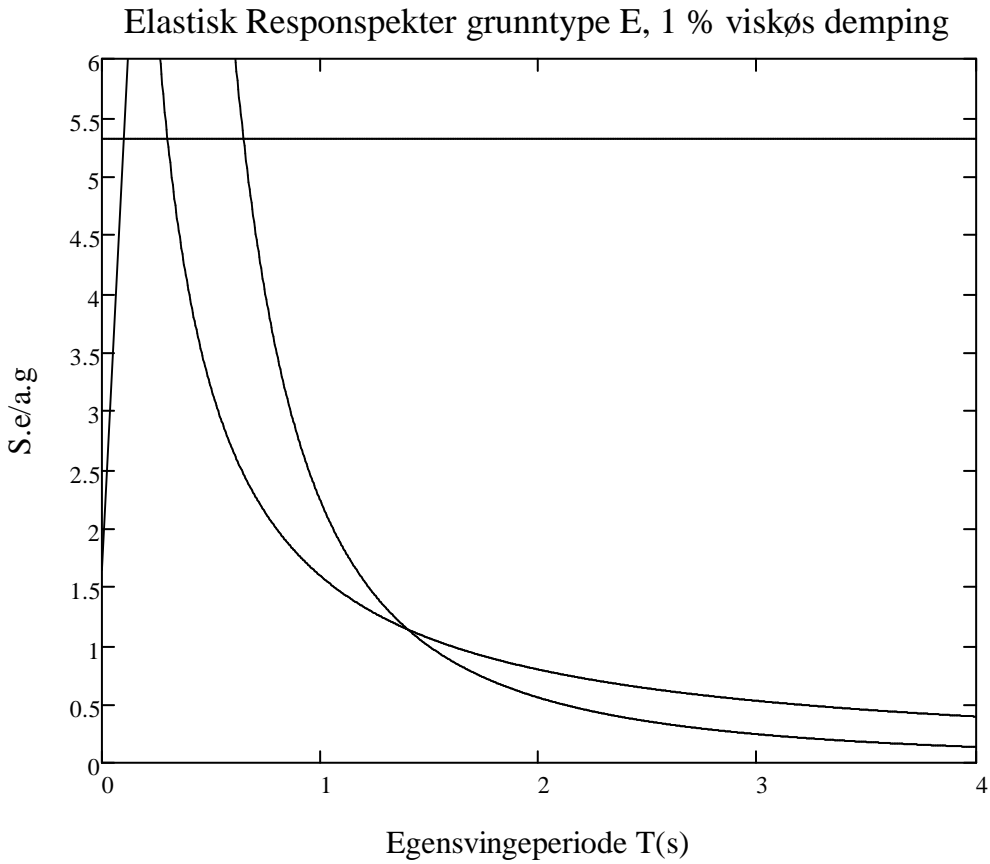


$$S_{e.E1.1}(T) := a_g \cdot S_E \cdot \left[1 + \frac{T}{T_{B.E(s)}} \cdot (\eta_1 \cdot 2.5 - 1) \right]$$

$$S_{e.E1.2}(T) := a_g \cdot S_E \cdot \eta_1 \cdot 2.5$$

$$S_{e.E1.3}(T_2) := a_g \cdot S_E \cdot \eta_1 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{C.E(s)}}{T_2} \right)$$

$$S_{e.E1.4}(T_2) := a_g \cdot S_E \cdot \eta_1 \cdot 2.5 \cdot \left(\frac{T_{D.E(s)} \cdot T_{C.E(s)}}{T_2^2} \right)$$



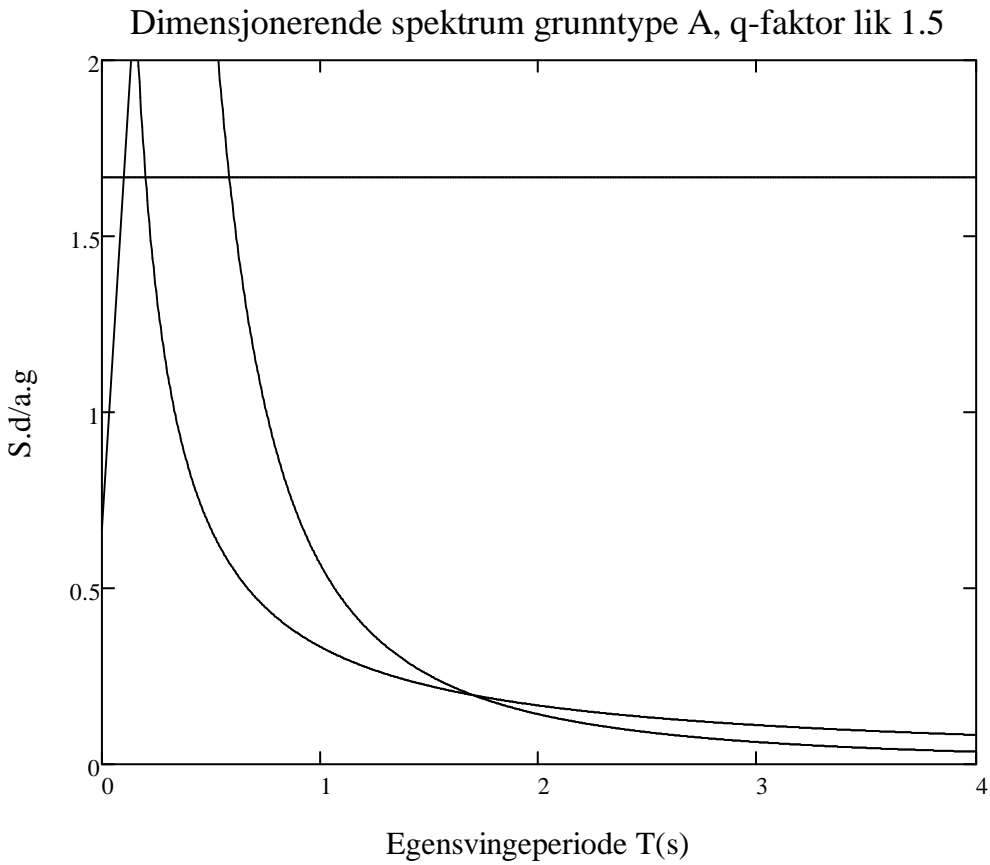
Grunntype A-E q-faktor lik 1.5:

$$S_{d.Aq1.1}(T) := a_g \cdot S_A \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{B.A}(s)} \cdot \left(\frac{2.5}{q_1} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$S_{d.Aq1.2}(T) := a_g \cdot S_A \cdot \frac{2.5}{q_1}$$

$$S_{d.Aq1.3}(T_2) := a_g \cdot S_A \cdot \frac{2.5}{q_1} \cdot \left(\frac{T_{C.A}(s)}{T_2} \right)$$

$$S_{d.Aq1.4}(T_2) := a_g \cdot S_A \cdot \frac{2.5}{q_1} \cdot \left(\frac{T_{D.A}(s) \cdot T_{C.A}(s)}{T_2^2} \right)$$

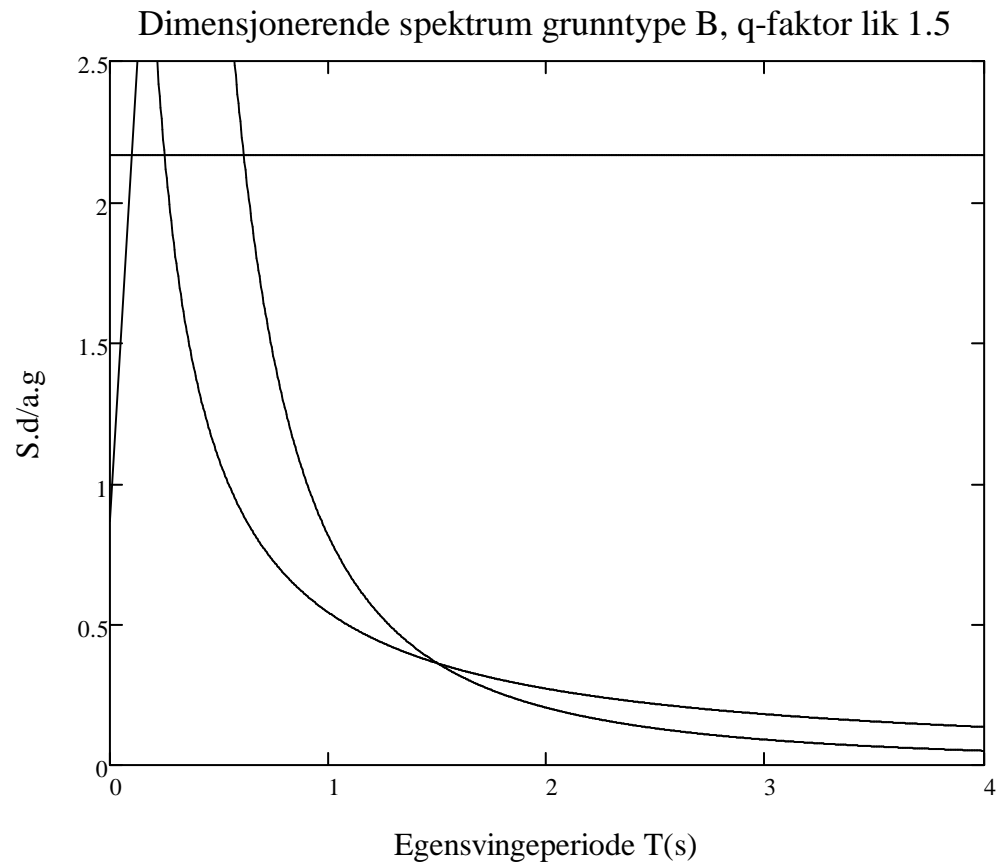


$$S_{d,Bq1.1}(T) := a_g \cdot S_B \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{B,B(s)}} \cdot \left(\frac{2.5}{q_1} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$S_{d,Bq1.2}(T) := a_g \cdot S_B \cdot \frac{2.5}{q_1}$$

$$S_{d,Bq1.3}(T_2) := a_g \cdot S_B \cdot \frac{2.5}{q_1} \cdot \left(\frac{T_{C,B(s)}}{T_2} \right)$$

$$S_{d,Bq1.4}(T_2) := a_g \cdot S_B \cdot \frac{2.5}{q_1} \cdot \left(\frac{T_{D,B(s)} \cdot T_{C,B(s)}}{T_2^2} \right)$$

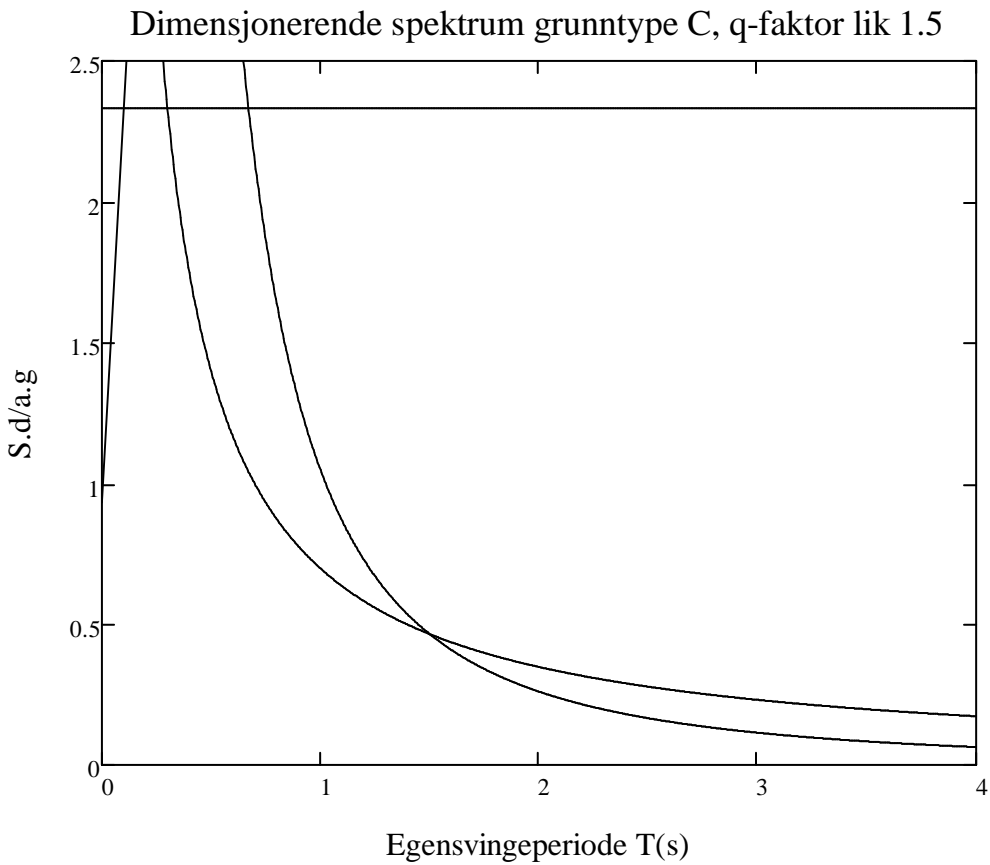


$$S_{d,Cq1.1}(T) := a_g \cdot S_C \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{B,C(s)}} \cdot \left(\frac{2.5}{q_1} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$S_{d,Cq1.2}(T) := a_g \cdot S_C \cdot \frac{2.5}{q_1}$$

$$S_{d,Cq1.3}(T_2) := a_g \cdot S_C \cdot \frac{2.5}{q_1} \cdot \left(\frac{T_{C,C(s)}}{T_2} \right)$$

$$S_{d,Cq1.4}(T_2) := a_g \cdot S_C \cdot \frac{2.5}{q_1} \cdot \left(\frac{T_{D,C(s)} \cdot T_{C,C(s)}}{T_2^2} \right)$$

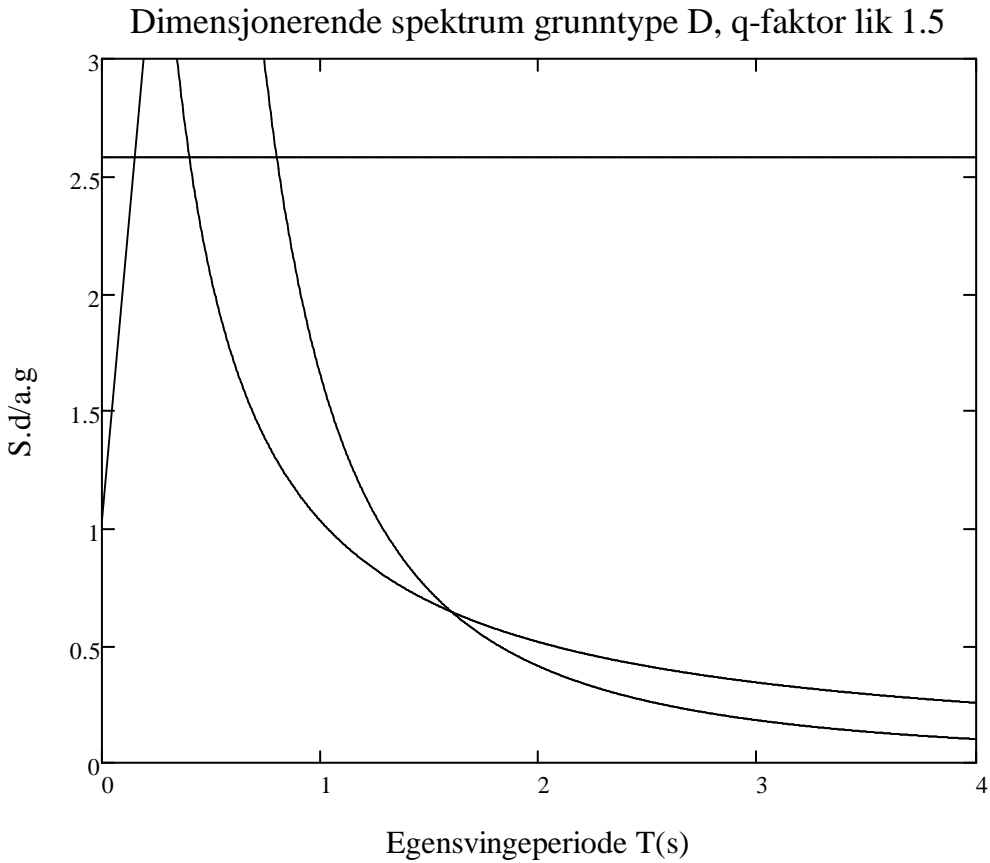


$$S_{d,Dq1.1}(T) := a_g \cdot S_D \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{B,D}(s)} \cdot \left(\frac{2.5}{q_1} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$S_{d,Dq1.2}(T) := a_g \cdot S_D \cdot \frac{2.5}{q_1}$$

$$S_{d,Dq1.3}(T_2) := a_g \cdot S_D \cdot \frac{2.5}{q_1} \cdot \left(\frac{T_{C,D}(s)}{T_2} \right)$$

$$S_{d,Dq1.4}(T_2) := a_g \cdot S_D \cdot \frac{2.5}{q_1} \cdot \left(\frac{T_{D,D}(s) \cdot T_{C,D}(s)}{T_2^2} \right)$$

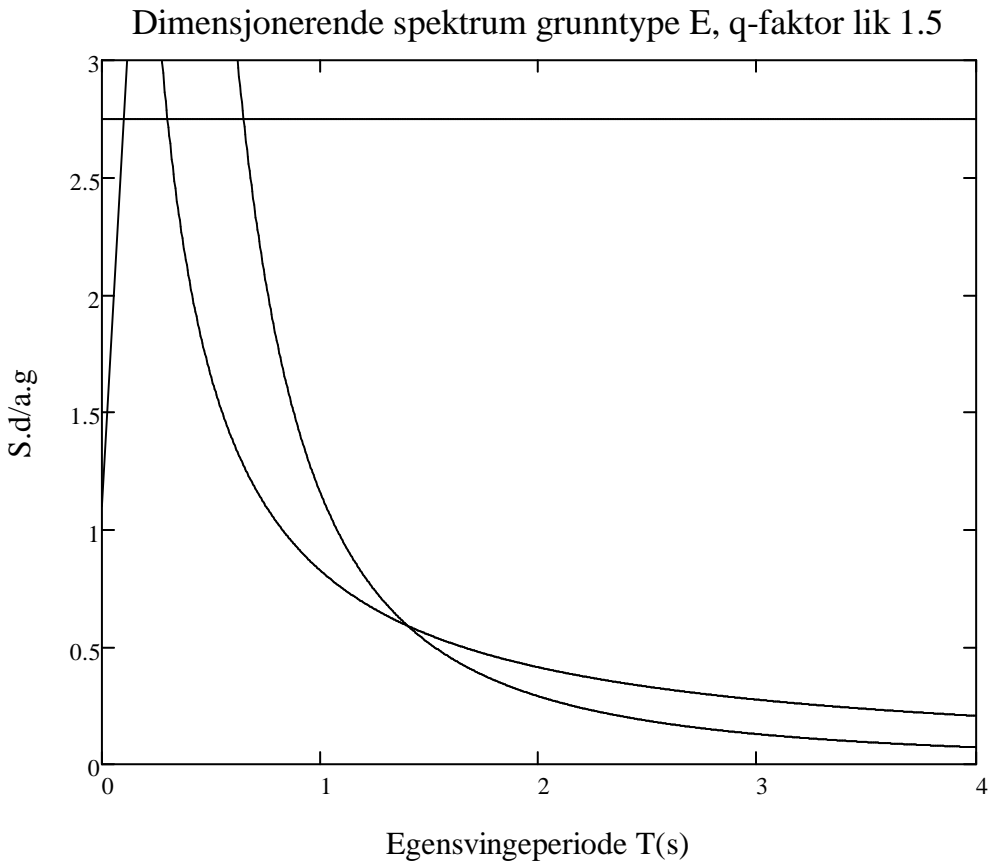


$$S_{d,Eq1.1}(T) := a_g \cdot S_E \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{B,E}(s)} \cdot \left(\frac{2.5}{q_1} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$S_{d,Eq1.2}(T) := a_g \cdot S_E \cdot \frac{2.5}{q_1}$$

$$S_{d,Eq1.3}(T_2) := a_g \cdot S_E \cdot \frac{2.5}{q_1} \cdot \left(\frac{T_{C,E}(s)}{T_2} \right)$$

$$S_{d,Eq1.4}(T_2) := a_g \cdot S_E \cdot \frac{2.5}{q_1} \cdot \left(\frac{T_{D,E}(s) \cdot T_{C,E}(s)}{T_2^2} \right)$$



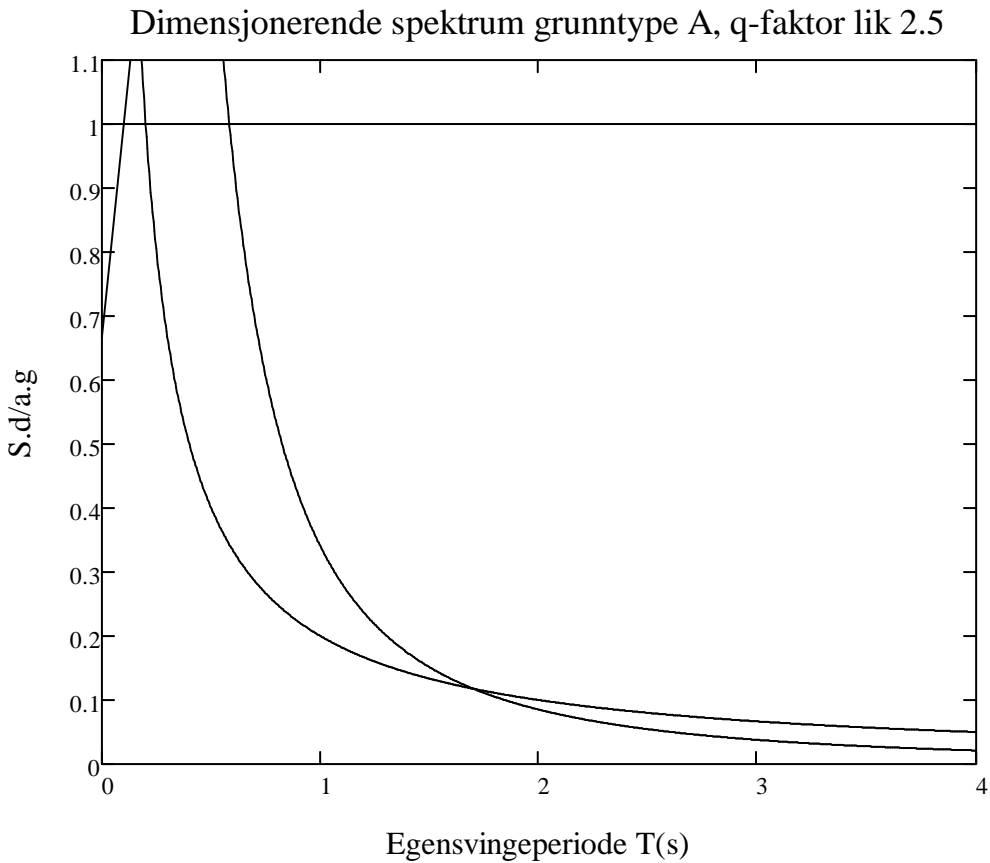
Grunntype A-E q-faktor lik 2.5:

$$S_{d,Aq2.1}(T) := a_g \cdot S_A \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{B,A(s)}} \cdot \left(\frac{2.5}{q_2} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$S_{d,Aq2.2}(T) := a_g \cdot S_A \cdot \frac{2.5}{q_2}$$

$$S_{d,Aq2.3}(T_2) := a_g \cdot S_A \cdot \frac{2.5}{q_2} \cdot \left(\frac{T_{C,A(s)}}{T_2} \right)$$

$$S_{d,Aq2.4}(T_2) := a_g \cdot S_A \cdot \frac{2.5}{q_2} \cdot \left(\frac{T_{D,A(s)} \cdot T_{C,A(s)}}{T_2^2} \right)$$

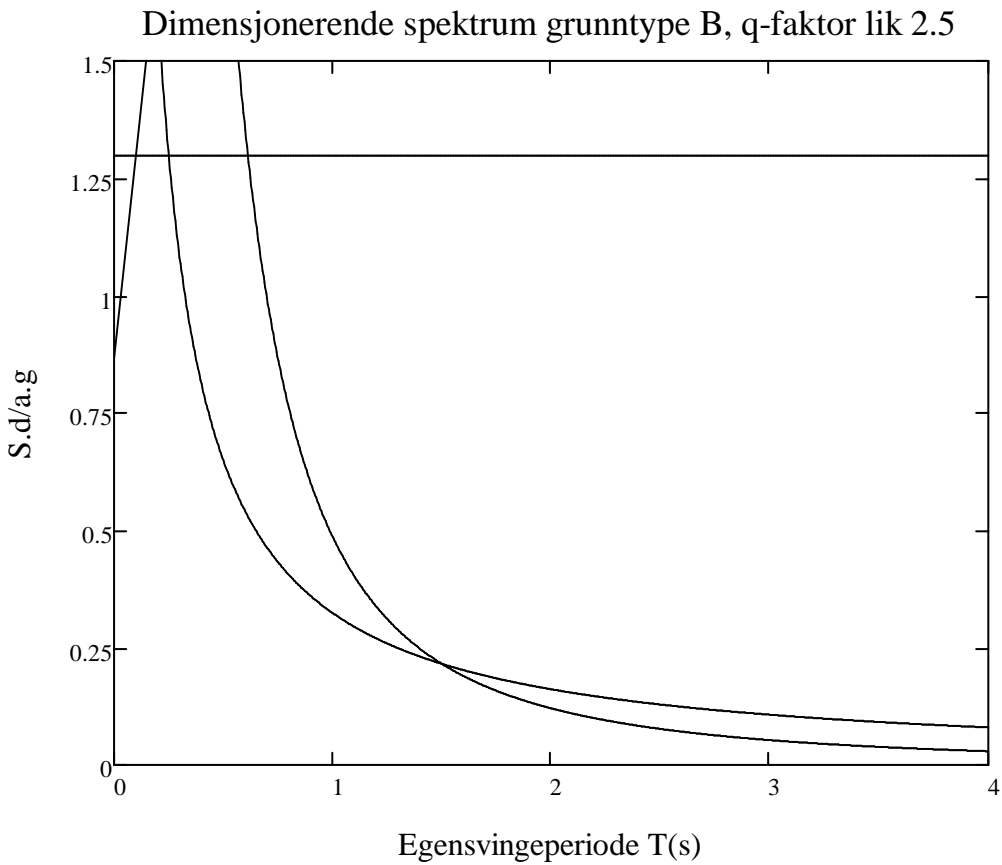


$$S_{d.Bq2.1}(T) := a_g \cdot S_B \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{B.B(s)}} \cdot \left(\frac{2.5}{q_2} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$S_{d.Bq2.2}(T) := a_g \cdot S_B \cdot \frac{2.5}{q_2}$$

$$S_{d.Bq2.3}(T_2) := a_g \cdot S_B \cdot \frac{2.5}{q_2} \cdot \left(\frac{T_{C.B(s)}}{T_2} \right)$$

$$S_{d.Bq2.4}(T_2) := a_g \cdot S_B \cdot \frac{2.5}{q_2} \cdot \left(\frac{T_{D.B(s)} \cdot T_{C.B(s)}}{T_2^2} \right)$$

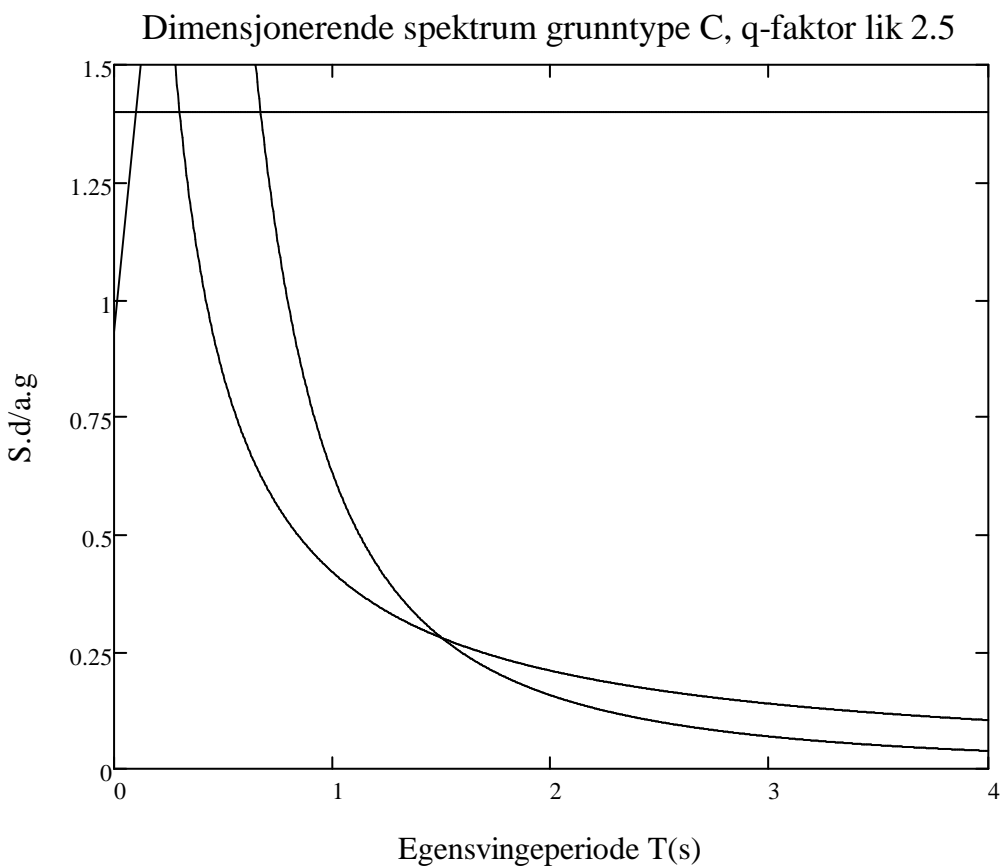


$$S_{d,Cq2.1}(T) := a_g \cdot S_C \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{B,C}(s)} \cdot \left(\frac{2.5}{q_2} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$S_{d,Cq2.2}(T) := a_g \cdot S_C \cdot \frac{2.5}{q_2}$$

$$S_{d,Cq2.3}(T_2) := a_g \cdot S_C \cdot \frac{2.5}{q_2} \cdot \left(\frac{T_{C,C}(s)}{T_2} \right)$$

$$S_{d,Cq2.4}(T_2) := a_g \cdot S_C \cdot \frac{2.5}{q_2} \cdot \left(\frac{T_{D,C}(s) \cdot T_{C,C}(s)}{T_2^2} \right)$$

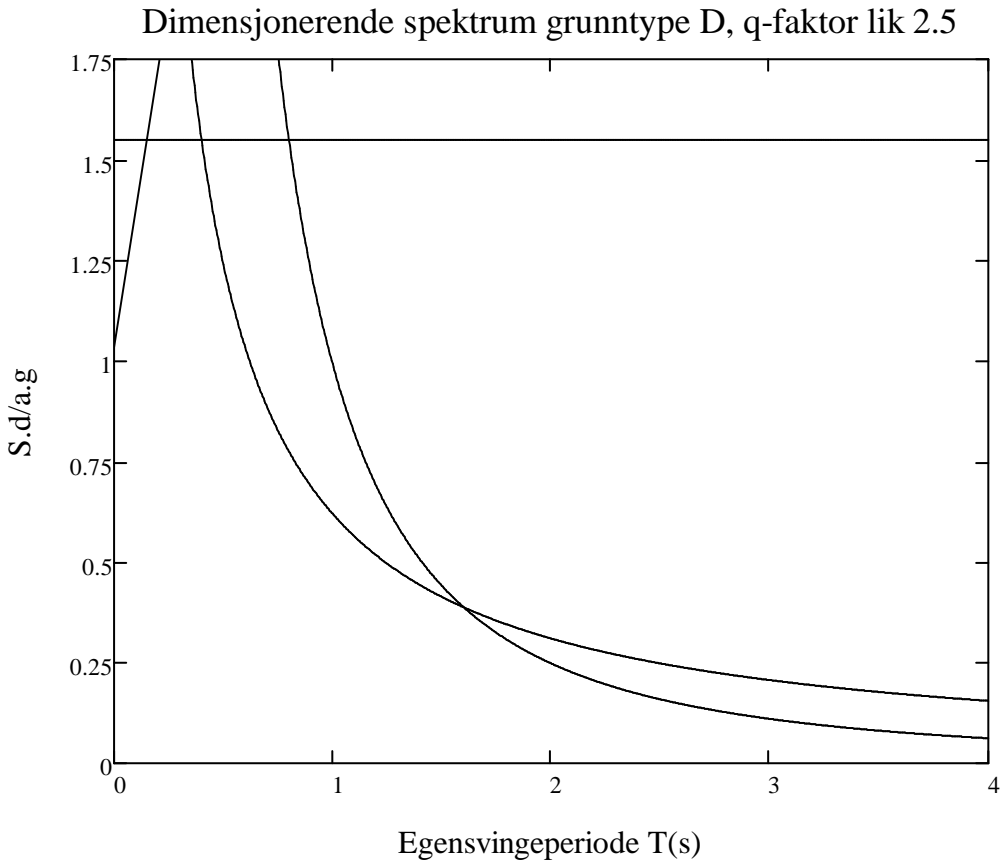


$$S_{d,Dq2.1}(T) := a_g \cdot S_D \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{B,D}(s)} \cdot \left(\frac{2.5}{q_2} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$S_{d,Dq2.2}(T) := a_g \cdot S_D \cdot \frac{2.5}{q_2}$$

$$S_{d,Dq2.3}(T_2) := a_g \cdot S_D \cdot \frac{2.5}{q_2} \cdot \left(\frac{T_{C,D}(s)}{T_2} \right)$$

$$S_{d,Dq2.4}(T_2) := a_g \cdot S_D \cdot \frac{2.5}{q_2} \cdot \left(\frac{T_{D,D}(s) \cdot T_{C,D}(s)}{T_2^2} \right)$$

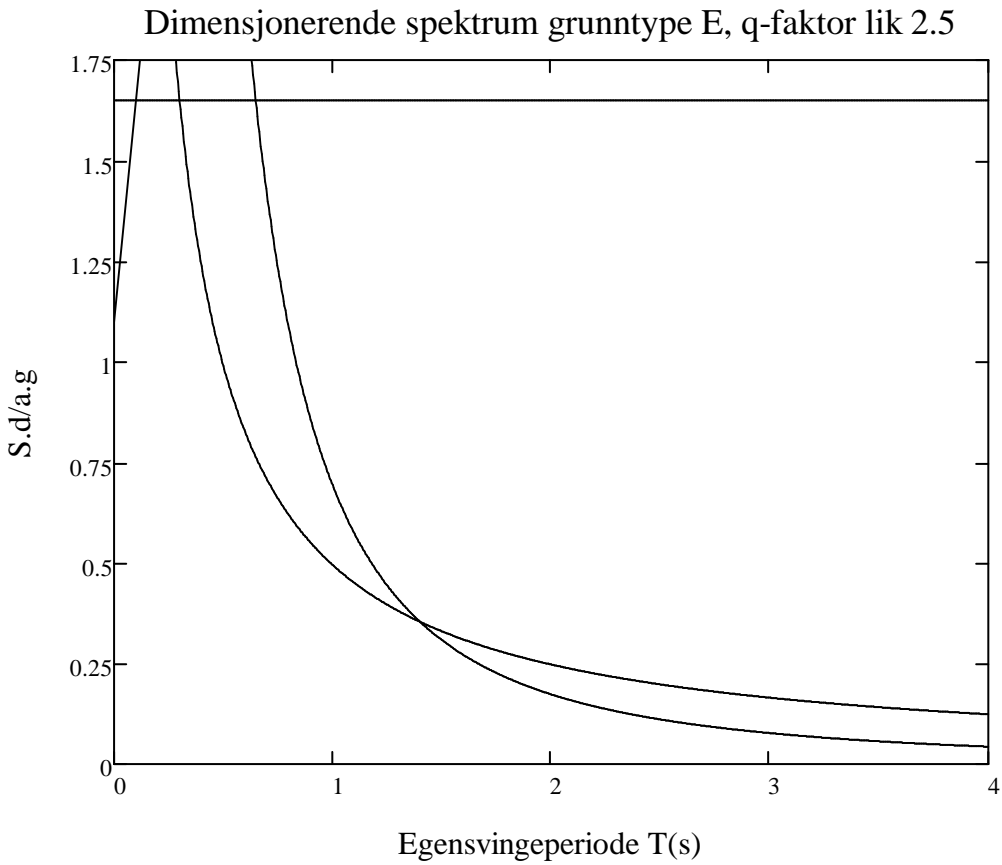


$$S_{d,Eq2.1}(T) := a_g \cdot S_E \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{B,E}(s)} \cdot \left(\frac{2.5}{q_2} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$S_{d,Eq2.2}(T) := a_g \cdot S_E \cdot \frac{2.5}{q_2}$$

$$S_{d,Eq2.3}(T_2) := a_g \cdot S_E \cdot \frac{2.5}{q_2} \cdot \left(\frac{T_{C,E}(s)}{T_2} \right)$$

$$S_{d,Eq2.4}(T_2) := a_g \cdot S_E \cdot \frac{2.5}{q_2} \cdot \left(\frac{T_{D,E}(s) \cdot T_{C,E}(s)}{T_2^2} \right)$$



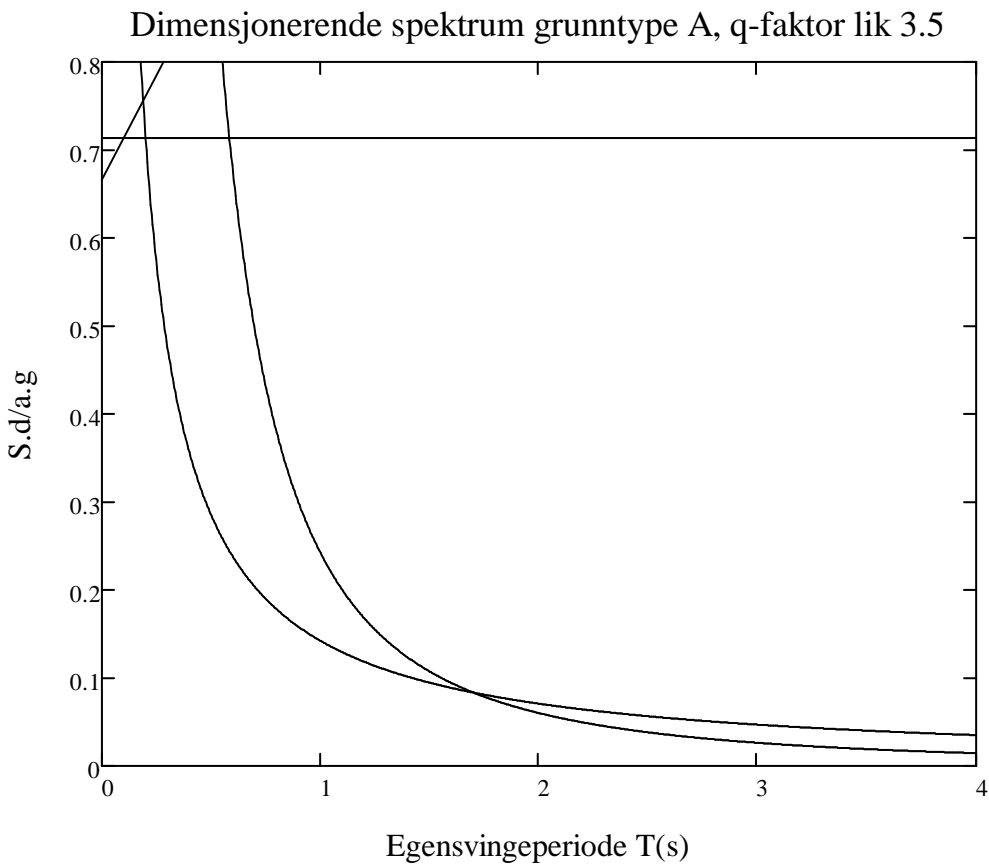
Grunntype A-E q-faktor lik 3.5:

$$S_{d.Aq3.1}(T) := a_g \cdot S_A \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{B,A(s)}} \cdot \left(\frac{2.5}{q_3} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$S_{d.Aq3.2}(T) := a_g \cdot S_A \cdot \frac{2.5}{q_3}$$

$$S_{d.Aq3.3}(T_2) := a_g \cdot S_A \cdot \frac{2.5}{q_3} \cdot \left(\frac{T_{C,A(s)}}{T_2} \right)$$

$$S_{d.Aq3.4}(T_2) := a_g \cdot S_A \cdot \frac{2.5}{q_3} \cdot \left(\frac{T_{D,A(s)} \cdot T_{C,A(s)}}{T_2^2} \right)$$

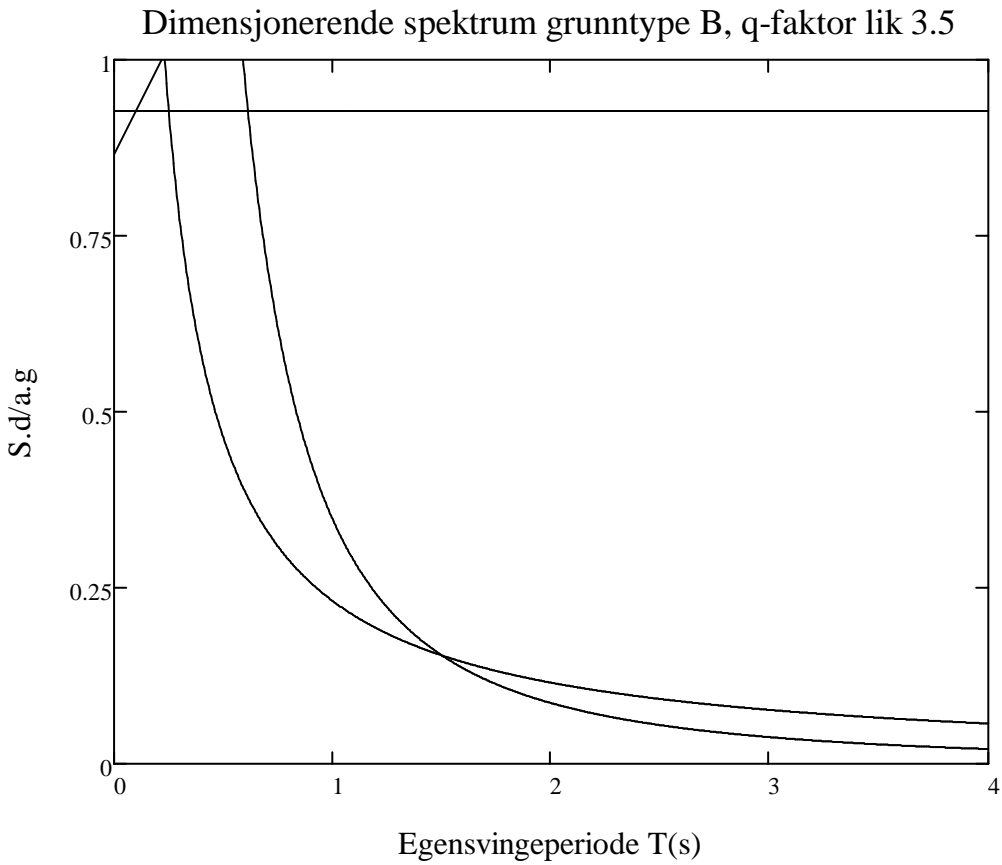


$$S_{d,Bq3.1}(T) := a_g \cdot S_B \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{B,B(s)}} \cdot \left(\frac{2.5}{q_3} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$S_{d,Bq3.2}(T) := a_g \cdot S_B \cdot \frac{2.5}{q_3}$$

$$S_{d,Bq3.3}(T_2) := a_g \cdot S_B \cdot \frac{2.5}{q_3} \cdot \left(\frac{T_{C,B(s)}}{T_2} \right)$$

$$S_{d,Bq3.4}(T_2) := a_g \cdot S_B \cdot \frac{2.5}{q_3} \cdot \left(\frac{T_{D,B(s)} \cdot T_{C,B(s)}}{T_2^2} \right)$$

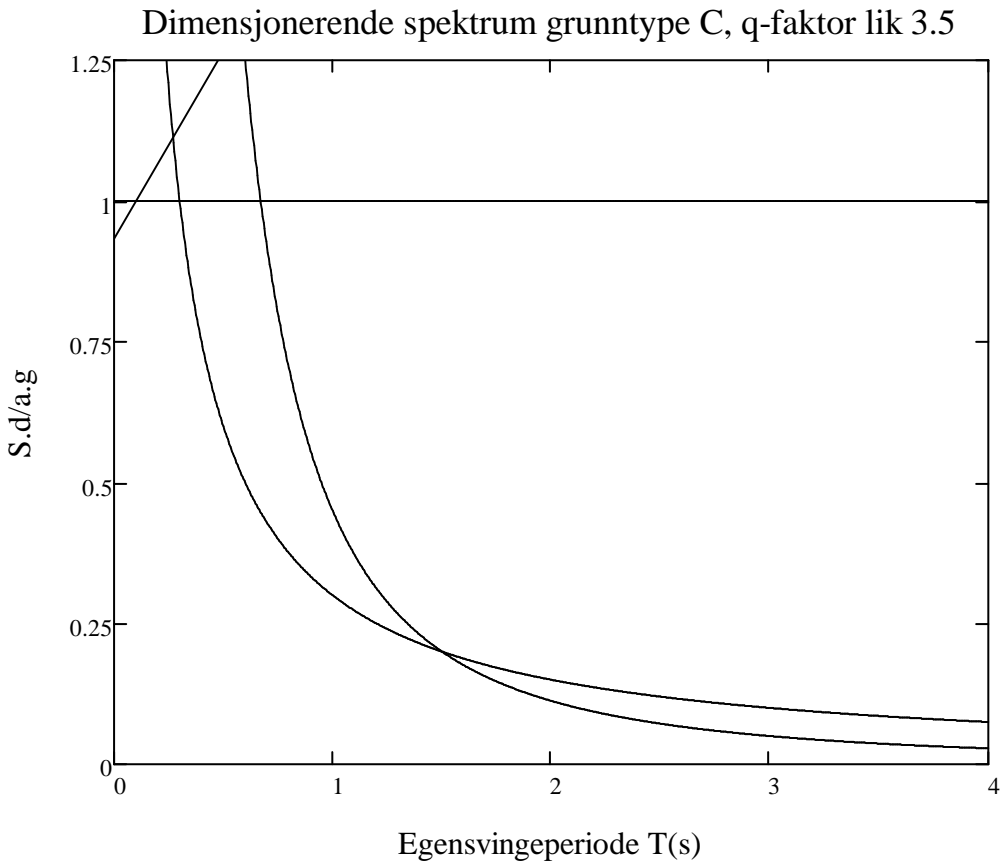


$$S_{d,Cq3.1}(T) := a_g \cdot S_C \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{B,C(s)}} \cdot \left(\frac{2.5}{q_3} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$S_{d,Cq3.2}(T) := a_g \cdot S_C \cdot \frac{2.5}{q_3}$$

$$S_{d,Cq3.3}(T_2) := a_g \cdot S_C \cdot \frac{2.5}{q_3} \cdot \left(\frac{T_{C,C(s)}}{T_2} \right)$$

$$S_{d,Cq3.4}(T_2) := a_g \cdot S_C \cdot \frac{2.5}{q_3} \cdot \left(\frac{T_{D,C(s)} \cdot T_{C,C(s)}}{T_2^2} \right)$$

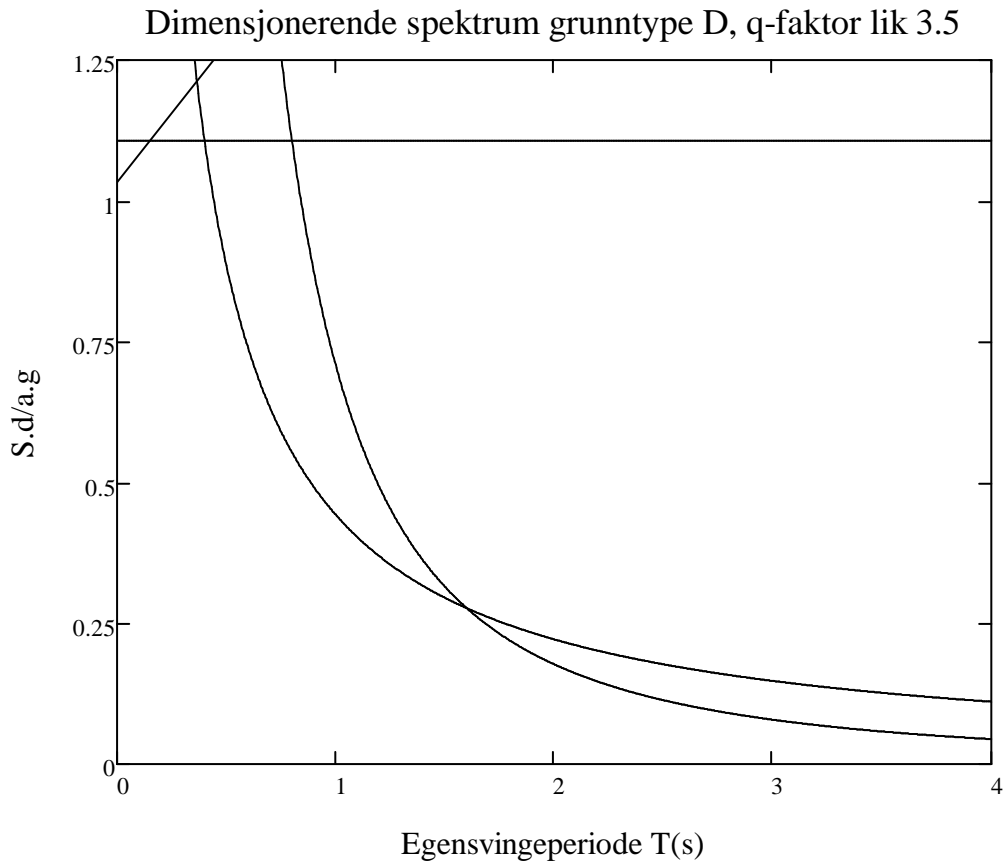


$$S_{d,Dq3.1}(T) := a_g \cdot S_D \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{B,D(s)}} \cdot \left(\frac{2.5}{q_3} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$S_{d,Dq3.2}(T) := a_g \cdot S_D \cdot \frac{2.5}{q_3}$$

$$S_{d,Dq3.3}(T_2) := a_g \cdot S_D \cdot \frac{2.5}{q_3} \cdot \left(\frac{T_{C,D(s)}}{T_2} \right)$$

$$S_{d,Dq3.4}(T_2) := a_g \cdot S_D \cdot \frac{2.5}{q_3} \cdot \left(\frac{T_{D,D(s)} \cdot T_{C,D(s)}}{T_2^2} \right)$$

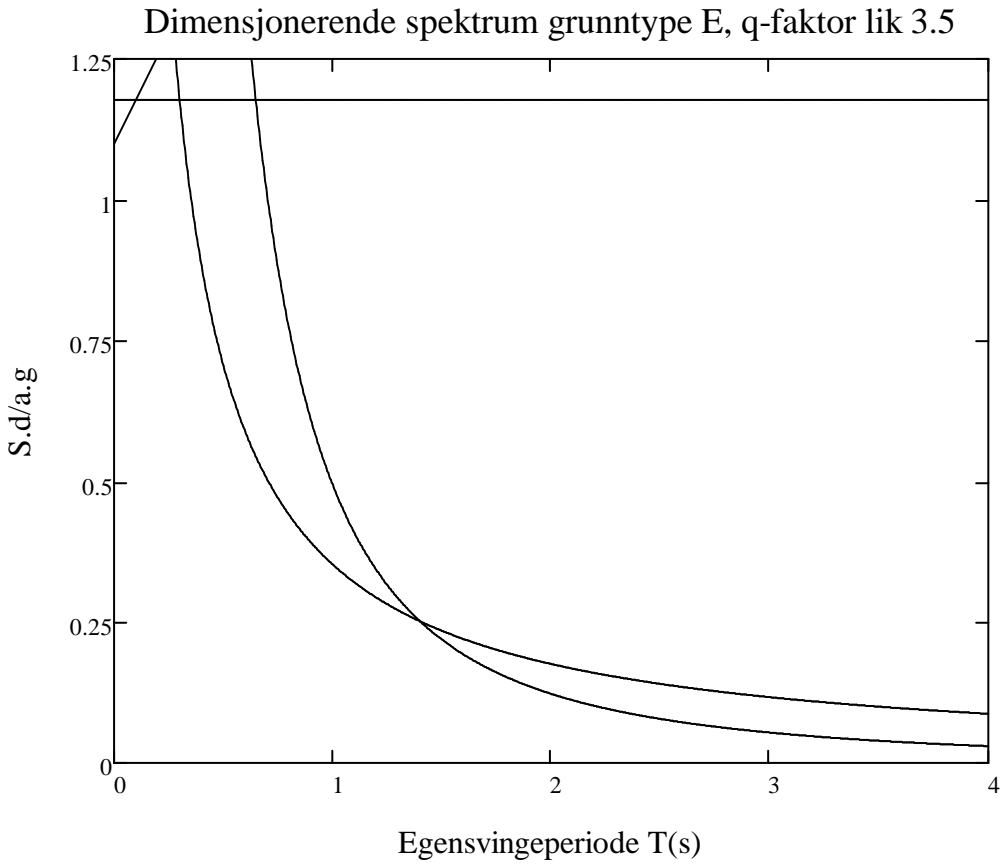


$$S_{d,Eq3.1}(T) := a_g \cdot S_E \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{B,E}(s)} \cdot \left(\frac{2.5}{q_3} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$S_{d,Eq3.2}(T) := a_g \cdot S_E \cdot \frac{2.5}{q_3}$$

$$S_{d,Eq3.3}(T_2) := a_g \cdot S_E \cdot \frac{2.5}{q_3} \cdot \left(\frac{T_{C,E}(s)}{T_2} \right)$$

$$S_{d,Eq3.4}(T_2) := a_g \cdot S_E \cdot \frac{2.5}{q_3} \cdot \left(\frac{T_{D,E}(s) \cdot T_{C,E}(s)}{T_2^2} \right)$$



Vertikale spektre:

$$\begin{aligned}T_{Bv}(s) &:= 0.05 & a_{vg} &= 0.571 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \\T_{Cv}(s) &:= 0.20 \\T_{Dv}(s) &:= 1.2\end{aligned}$$

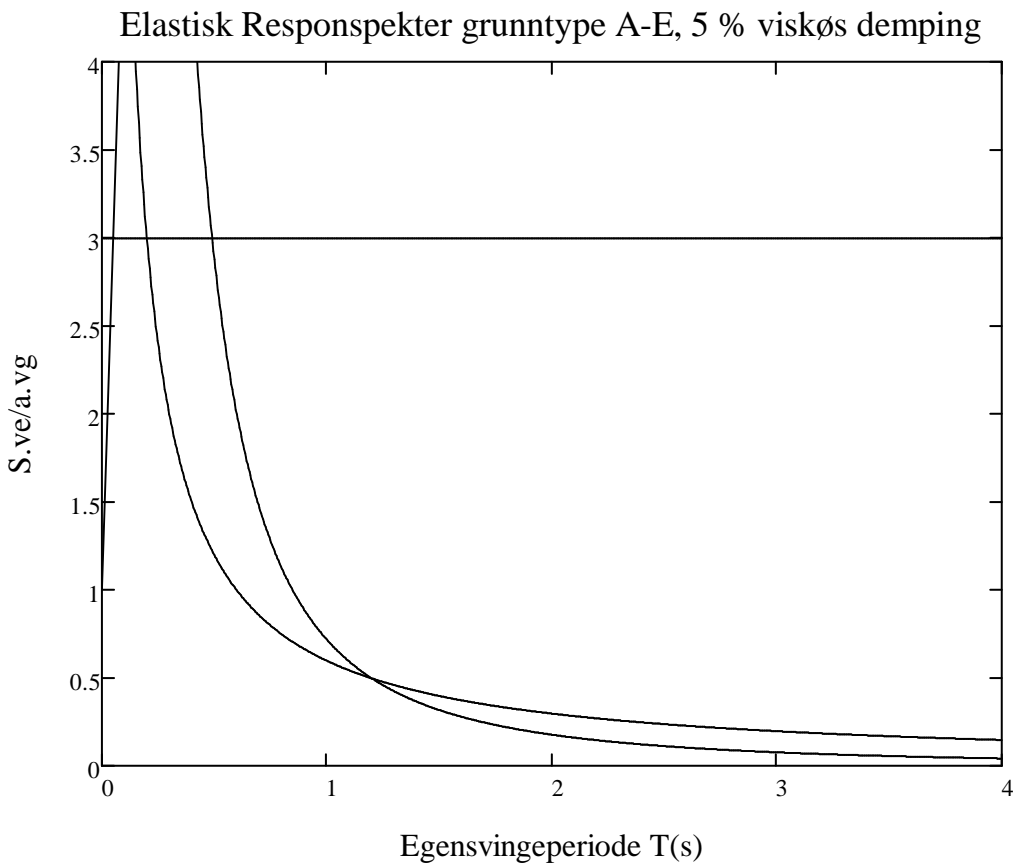
Grunntype A-E 5 % dempningsforhold:

$$S_{ve.A5.1}(T) := a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_{Bv}(s)} \cdot (\eta_5 \cdot 3.0 - 1) \right]$$

$$S_{ve.A5.2}(T) := a_{vg} \cdot \eta_5 \cdot 3.0$$

$$S_{ve.A5.3}(T_2) := a_{vg} \cdot \eta_5 \cdot 3.0 \cdot \left(\frac{T_{Cv}(s)}{T_2} \right)$$

$$S_{ve.A5.4}(T_2) := a_{vg} \cdot \eta_5 \cdot 3.0 \cdot \left(\frac{T_{Dv}(s) \cdot T_{Cv}(s)}{T_2^2} \right)$$



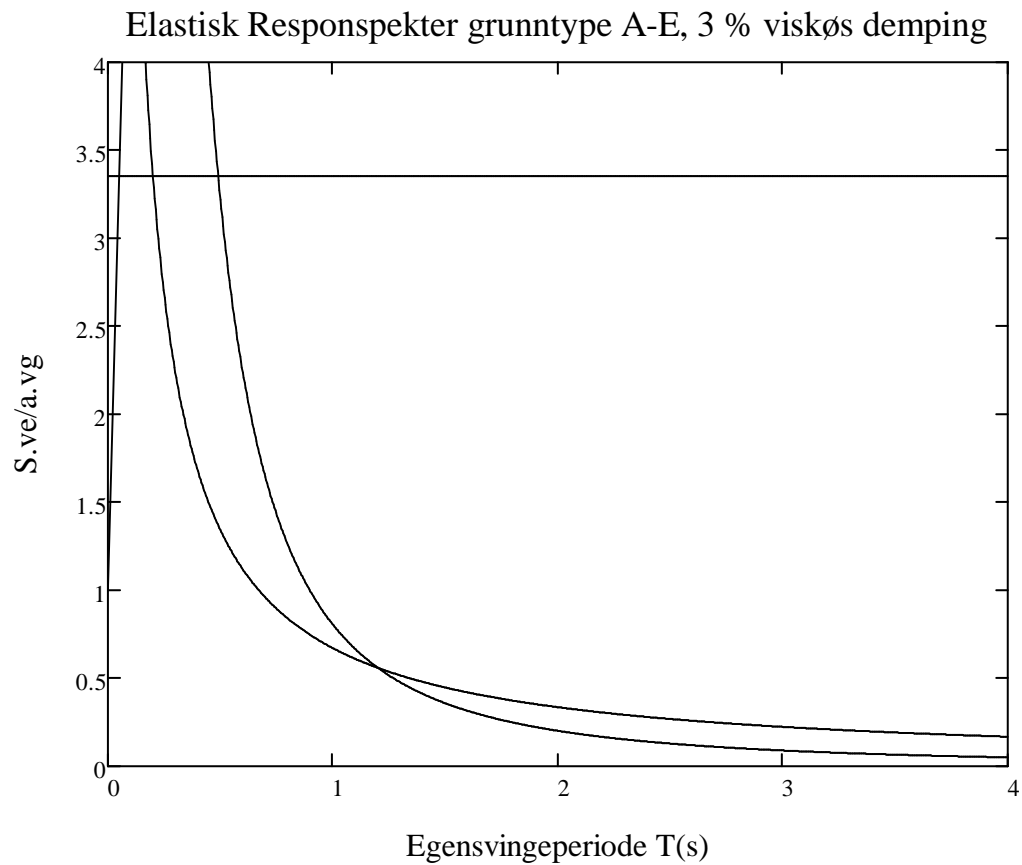
Grunntype A-E 3 % dæmpningsforhold:

$$S_{ve.A3.1}(T) := a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_{Bv(s)}} \cdot (\eta_3 \cdot 3.0 - 1) \right]$$

$$S_{ve.A3.2}(T) := a_{vg} \cdot \eta_3 \cdot 3.0$$

$$S_{ve.A3.3}(T_2) := a_{vg} \cdot \eta_3 \cdot 3.0 \cdot \left(\frac{T_{Cv(s)}}{T_2} \right)$$

$$S_{ve.A3.4}(T_2) := a_{vg} \cdot \eta_3 \cdot 3.0 \cdot \left(\frac{T_{Dv(s)} \cdot T_{Cv(s)}}{T_2^2} \right)$$



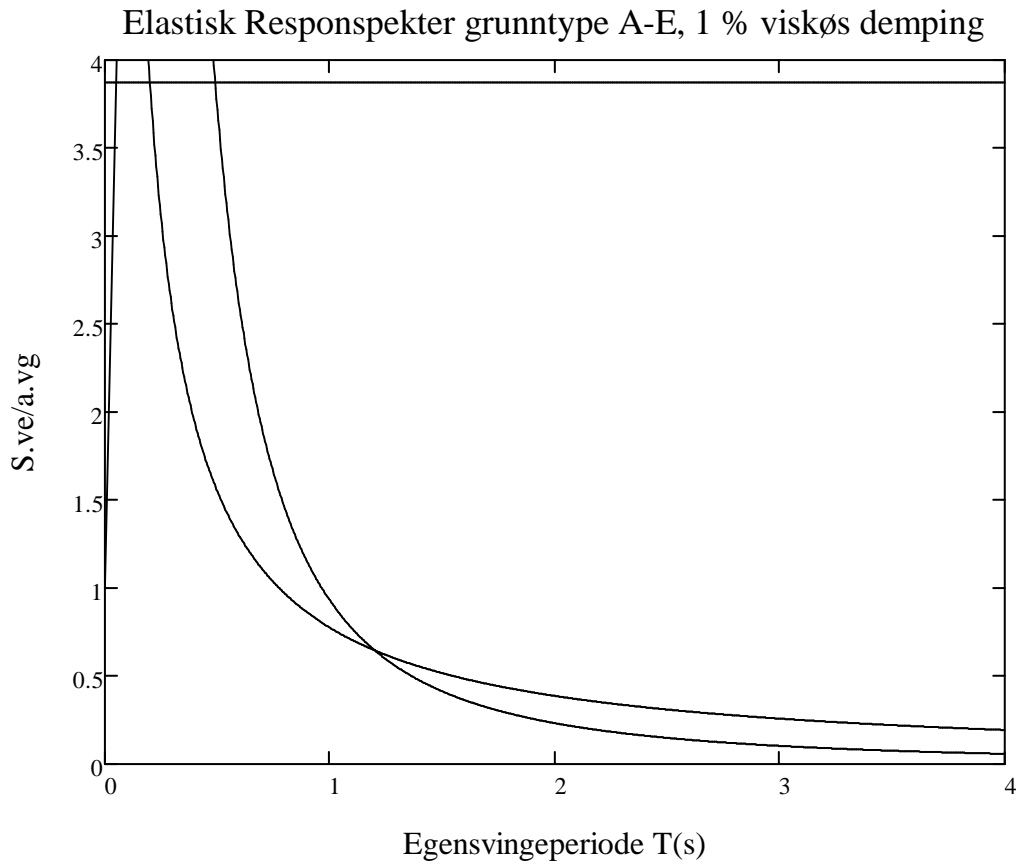
Grunntype A-E 1 % dempningsforhold:

$$S_{ve.A1.1}(T) := a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_{Bv}(s)} \cdot (\eta_1 \cdot 3.0 - 1) \right]$$

$$S_{ve.A1.2}(T) := a_{vg} \cdot \eta_1 \cdot 3.0$$

$$S_{ve.A1.3}(T_2) := a_{vg} \cdot \eta_1 \cdot 3.0 \cdot \left(\frac{T_{Cv}(s)}{T_2} \right)$$

$$S_{ve.A1.4}(T_2) := a_{vg} \cdot \eta_1 \cdot 3.0 \cdot \left(\frac{T_{Dv}(s) \cdot T_{Cv}(s)}{T_2^2} \right)$$



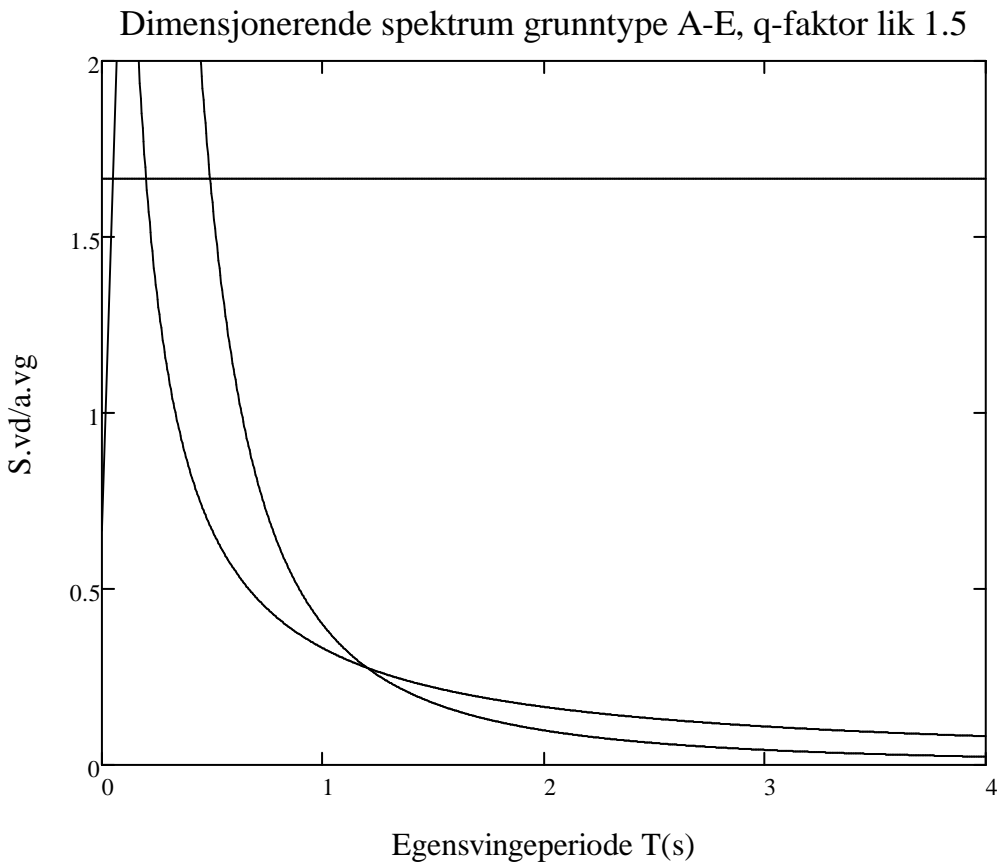
Grunntype A-E q-faktor lik 1.5:

$$S_{vd.Aq1.1}(T) := a_{vg} \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{Bv(s)}} \cdot \left(\frac{2.5}{q_1} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$S_{vd.Aq1.2}(T) := a_{vg} \cdot \frac{2.5}{q_1}$$

$$S_{vd.Aq1.3}(T_2) := a_{vg} \cdot \frac{2.5}{q_1} \cdot \left(\frac{T_{Cv(s)}}{T_2} \right)$$

$$S_{vd.Aq1.4}(T_2) := a_{vg} \cdot \frac{2.5}{q_1} \cdot \left(\frac{T_{Dv(s)} \cdot T_{Cv(s)}}{T_2^2} \right)$$



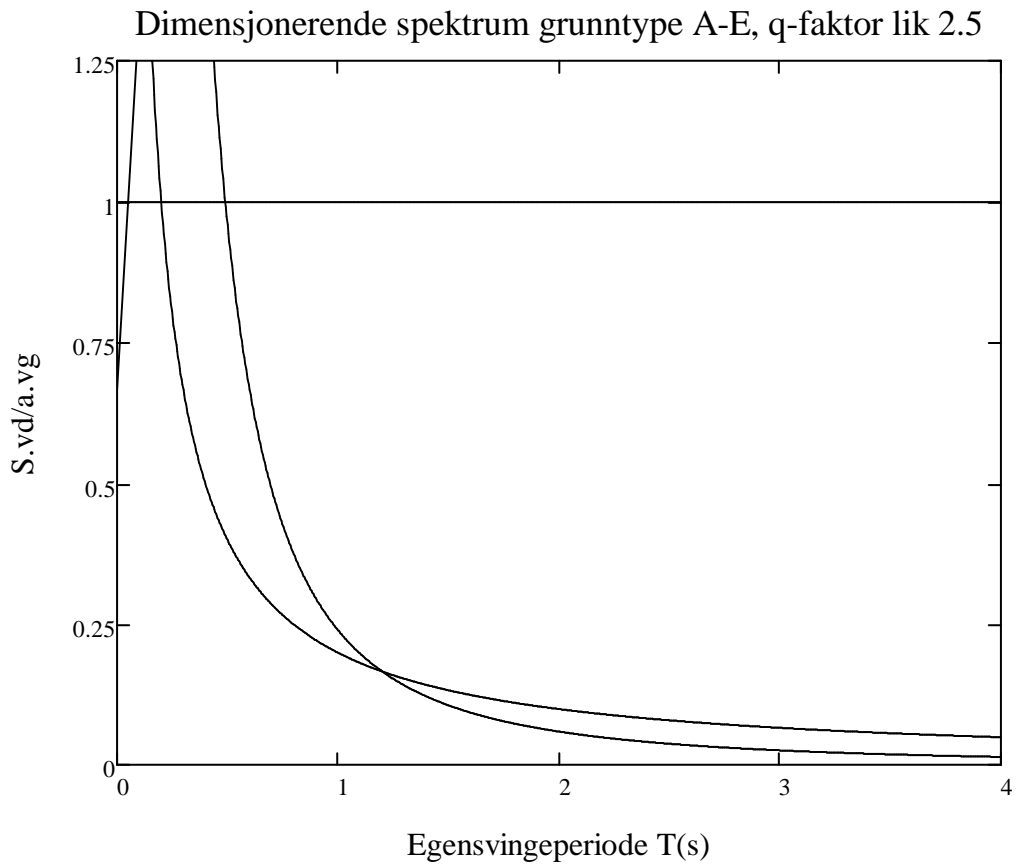
Grunntype A-E q-faktor lik 2.5:

$$S_{vd.Aq2.1}(T) := a_{vg} \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{Bv}(s)} \cdot \left(\frac{2.5}{q_2} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$S_{vd.Aq2.2}(T) := a_{vg} \cdot \frac{2.5}{q_2}$$

$$S_{vd.Aq2.3}(T_2) := a_{vg} \cdot \frac{2.5}{q_2} \cdot \left(\frac{T_{Cv}(s)}{T_2} \right)$$

$$S_{vd.Aq2.4}(T_2) := a_{vg} \cdot \frac{2.5}{q_2} \cdot \left(\frac{T_{Dv}(s) \cdot T_{Cv}(s)}{T_2^2} \right)$$



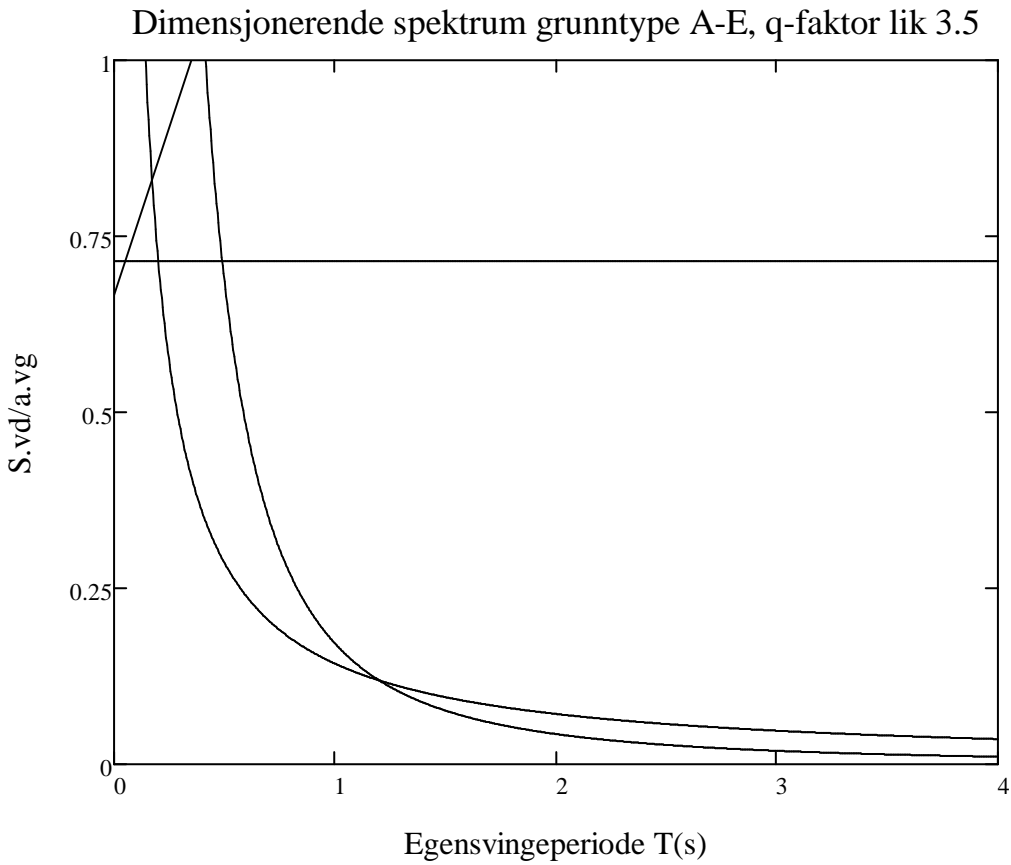
Grunntype A-E q-faktor lik 3.5:

$$S_{vd.Aq3.1}(T) := a_{vg} \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_{Bv}(s)} \cdot \left(\frac{2.5}{q_3} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$S_{vd.Aq3.2}(T) := a_{vg} \cdot \frac{2.5}{q_3}$$

$$S_{vd.Aq3.3}(T_2) := a_{vg} \cdot \frac{2.5}{q_3} \cdot \left(\frac{T_{Cv}(s)}{T_2} \right)$$

$$S_{vd.Aq3.4}(T_2) := a_{vg} \cdot \frac{2.5}{q_3} \cdot \left(\frac{T_{Dv}(s) \cdot T_{Cv}(s)}{T_2^2} \right)$$



Vedlegg B.6

Egensvingeperiode og tilhørende spektrum verdier som benyttes til å definere det elastiske spekteret i FEM-Design for de forskjellige grunntypene. Se vedlegg B.5 for formler og verdier. Den minste verdien for spektrene benyttes i alle tilfeller.

$T_A :=$	$T_{2A} :=$	$T_B :=$	$T_{2B} :=$	$T_C :=$
0	0.0001	0	0.0001	0
0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
0.2	0.2	0.25	0.25	0.3
0.35	0.35	0.375	0.375	0.42
0.5	0.5	0.5	0.5	0.54
0.65	0.65	0.65	0.65	0.66
0.8	0.8	0.75	0.75	0.78
0.95	0.95	0.975	0.975	0.9
1.1	1.1	1.0	1.0	1.02
1.25	1.25	1.125	1.125	1.14
1.4	1.4	1.25	1.25	1.26
1.55	1.55	1.375	1.375	1.38
1.7	1.7	1.5	1.5	1.5
1.698	1.698	1.552	1.552	1.579
1.697	1.697	1.603	1.603	1.658
1.695	1.695	1.655	1.655	1.737
1.693	1.693	1.706	1.706	1.817
1.692	1.692	1.758	1.758	1.896
1.690	1.690	1.809	1.809	1.975
1.688	1.688	1.861	1.861	2.054

$T_{2C} :=$	(0.0001) 0.1 0.3 0.42 0.54 0.66 0.78 0.9 1.02 1.14 1.26 1.38 1.5 1.579 1.658 1.737 1.817 1.896 1.975 (2.054)	$T_D :=$	0 0.15 0.4 0.52 0.64 0.76 0.88 1.0 1.12 1.24 1.36 1.48 1.6 1.728 1.855 1.983 2.11 2.238 2.365 (2.493)	$T_{2D} :=$	(0.0001) 0.15 0.4 0.52 0.64 0.76 0.88 1.0 1.12 1.24 1.36 1.48 1.6 1.728 1.855 1.983 2.11 2.238 2.365 (2.493)	$T_E :=$	0 0.1 0.3 0.41 0.52 0.63 0.74 0.85 1.07 1.24 1.36 1.48 1.6 1.728 1.855 1.983 2.11 2.238 2.365 (2.493)	$T_{2E} :=$	(0.0001) 0.1 0.3 0.41 0.52 0.63 0.74 0.85 1.07 1.24 1.36 1.48 1.6 1.728 1.855 1.983 2.11 2.238 2.365 (2.493)
-------------	---	----------	--	-------------	---	----------	--	-------------	---

Grunntype A:

	0
0	1
1	2.5
2	4
3	6.25
4	8.5
5	10.75
6	13
7	15.25
8	17.5
9	19.75
10	22
11	24.25
12	26.5
13	26.47
14	26.455
15	...

	0
0	$5 \cdot 10^3$
1	5
2	2.5
3	1.429
4	1
5	0.769
6	0.625
7	0.526
8	0.455
9	0.4
10	0.357
11	0.323
12	0.294
13	0.294
14	0.295
15	...

	0
0	$8.5 \cdot 10^7$
1	85
2	21.25
3	6.939
4	3.4
5	2.012
6	1.328
7	0.942
8	0.702
9	0.544
10	0.434
11	0.354
12	0.294
13	0.295
14	0.295
15	...

$$\frac{S_{e.A5.2}(T_A)}{a_g} = 2.5$$

$$\frac{S_{e.A3.1}(T_A)}{a_g} =$$

	0
0	1
1	2.795
2	4.59
3	7.283
4	9.975
5	12.668
6	15.361
7	18.053
8	20.746
9	23.439
10	26.131
11	28.824
12	31.516
13	31.481
14	31.463
15	...

$$\frac{S_{e.A3.3}(T_{2A})}{a_g} =$$

	0
0	$5.59 \cdot 10^3$
1	5.59
2	2.795
3	1.597
4	1.118
5	0.86
6	0.699
7	0.588
8	0.508
9	0.447
10	0.399
11	0.361
12	0.329
13	0.329
14	0.329
15	...

$$\frac{S_{e.A3.4}(T_{2A})}{a_g} =$$

	0
0	$9.503 \cdot 10^7$
1	95.033
2	23.758
3	7.758
4	3.801
5	2.249
6	1.485
7	1.053
8	0.785
9	0.608
10	0.485
11	0.396
12	0.329
13	0.33
14	0.33
15	...

$$\frac{S_{e.A3.2}(T_A)}{a_g} = 2.795$$

$$\frac{S_{e.A1.1}(T_A)}{a_g} =$$

	0
0	1
1	3.227
2	5.455
3	8.796
4	12.137
5	15.479
6	18.82
7	22.161
8	25.502
9	28.844
10	32.185
11	35.526
12	38.867
13	38.823
14	38.8
15	...

$$\frac{S_{e.A1.3}(T_{2A})}{a_g} =$$

	0
0	$6.455 \cdot 10^3$
1	6.455
2	3.227
3	1.844
4	1.291
5	0.993
6	0.807
7	0.679
8	0.587
9	0.516
10	0.461
11	0.416
12	0.38
13	0.38
14	0.38
15	...

$$\frac{S_{e.A1.4}(T_{2A})}{a_g} =$$

	0
0	$1.097 \cdot 10^8$
1	109.735
2	27.434
3	8.958
4	4.389
5	2.597
6	1.715
7	1.216
8	0.907
9	0.702
10	0.56
11	0.457
12	0.38
13	0.381
14	0.381
15	...

$$\frac{S_{e.A1.2}(T_A)}{a_g} = 3.227$$

Grunntype B:

$$\frac{S_{e.B5.1}(T_B)}{a_g} =$$

	0
0	1.3
1	3.25
2	6.175
3	8.613
4	11.05
5	13.975
6	15.925
7	20.313
8	20.8
9	23.238
10	25.675
11	28.113
12	30.55
13	31.564
14	32.558
15	...

$$\frac{S_{e.B5.3}(T_{2B})}{a_g} =$$

	0
0	8.125 · 10 ³
1	8.125
2	3.25
3	2.167
4	1.625
5	1.25
6	1.083
7	0.833
8	0.813
9	0.722
10	0.65
11	0.591
12	0.542
13	0.524
14	0.507
15	...

$$\frac{S_{e.B5.4}(T_{2B})}{a_g} =$$

	0
0	1.219 · 10 ⁸
1	121.875
2	19.5
3	8.667
4	4.875
5	2.885
6	2.167
7	1.282
8	1.219
9	0.963
10	0.78
11	0.645
12	0.542
13	0.506
14	0.474
15	...

$$\frac{S_{e.B5.2}(T_B)}{a_g} = 3.25$$

$$\frac{S_{e.B3.1}(T_B)}{a_g} =$$

	0
0	1.3
1	3.634
2	7.134
3	10.051
4	12.968
5	16.468
6	18.802
7	24.053
8	24.636
9	27.553
10	30.47
11	33.387
12	36.304
13	37.518
14	38.708
15	...

$$\frac{S_{e.B3.3}(T_{2B})}{a_g} =$$

	0
0	9.084 · 10 ³
1	9.084
2	3.634
3	2.422
4	1.817
5	1.398
6	1.211
7	0.932
8	0.908
9	0.807
10	0.727
11	0.661
12	0.606
13	0.585
14	0.567
15	...

$$\frac{S_{e.B3.4}(T_{2B})}{a_g} =$$

	0
0	1.363 · 10 ⁸
1	136.26
2	21.802
3	9.69
4	5.45
5	3.225
6	2.422
7	1.433
8	1.363
9	1.077
10	0.872
11	0.721
12	0.606
13	0.566
14	0.53
15	...

$$\frac{S_{e.B3.2}(T_B)}{a_g} = 3.634$$

$$\frac{S_{e.B1.1}(T_B)}{a_g} =$$

	0
0	1.3
1	4.196
2	8.539
3	12.159
4	15.779
5	20.122
6	23.018
7	29.533
8	30.257
9	33.877
10	37.497
11	41.116
12	44.736
13	46.242
14	47.719
15	...

$$\frac{S_{e.B1.3}(T_{2B})}{a_g} =$$

	0
0	1.049 · 10 ⁴
1	10.489
2	4.196
3	2.797
4	2.098
5	1.614
6	1.399
7	1.076
8	1.049
9	0.932
10	0.839
11	0.763
12	0.699
13	0.676
14	0.654
15	...

$$\frac{S_{e.B1.4}(T_{2B})}{a_g} =$$

	0
0	1.573 · 10 ⁸
1	157.34
2	25.174
3	11.189
4	6.294
5	3.724
6	2.797
7	1.655
8	1.573
9	1.243
10	1.007
11	0.832
12	0.699
13	0.653
14	0.612
15	...

$$\frac{S_{e.B1.2}(T_B)}{a_g} = 4.196$$

Grunttype C:

$$\frac{S_{e.C5.1}(T_C)}{a_g} =$$

	0
0	1.4
1	3.5
2	7.7
3	10.22
4	12.74
5	15.26
6	17.78
7	20.3
8	22.82
9	25.34
10	27.86
11	30.38
12	32.9
13	34.559
14	36.218
15	...

$$\frac{S_{e.C5.3}(T_{2C})}{a_g} =$$

	0
0	1.05 · 10 ⁴
1	10.5
2	3.5
3	2.5
4	1.944
5	1.591
6	1.346
7	1.167
8	1.029
9	0.921
10	0.833
11	0.761
12	0.7
13	0.665
14	0.633
15	...

$$\frac{S_{e.C5.4}(T_{2C})}{a_g} =$$

	0
0	1.575 · 10 ⁸
1	157.5
2	17.5
3	8.929
4	5.401
5	3.616
6	2.589
7	1.944
8	1.514
9	1.212
10	0.992
11	0.827
12	0.7
13	0.632
14	0.573
15	...

$$\frac{S_{e.C5.2}(T_C)}{a_g} = 3.5$$

$$\frac{S_{e.C3.1}(T_C)}{a_g} =$$

	0
0	1.4
1	3.913
2	8.939
3	11.955
4	14.971
5	17.987
6	21.002
7	24.018
8	27.034
9	30.05
10	33.065
11	36.081
12	39.097
13	41.082
14	43.068
15	...

$$\frac{S_{e.C3.3}(T_{2C})}{a_g} =$$

	0
0	$1.174 \cdot 10^4$
1	11.739
2	3.913
3	2.795
4	2.174
5	1.779
6	1.505
7	1.304
8	1.151
9	1.03
10	0.932
11	0.851
12	0.783
13	0.743
14	0.708
15	...

$$\frac{S_{e.C3.4}(T_{2C})}{a_g} =$$

	0
0	$1.761 \cdot 10^8$
1	176.09
2	19.566
3	9.982
4	6.039
5	4.042
6	2.894
7	2.174
8	1.693
9	1.355
10	1.109
11	0.925
12	0.783
13	0.706
14	0.641
15	...

$$\frac{S_{e.C3.2}(T_C)}{a_g} = 3.913$$

$$\frac{S_{e.C1.1}(T_C)}{a_g} =$$

	0
0	1.4
1	4.518
2	10.755
3	14.498
4	18.24
5	21.982
6	25.724
7	29.466
8	33.209
9	36.951
10	40.693
11	44.435
12	48.177
13	50.641
14	53.104
15	...

$$\frac{S_{e.C1.3}(T_{2C})}{a_g} =$$

	0
0	$1.356 \cdot 10^4$
1	13.555
2	4.518
3	3.227
4	2.51
5	2.054
6	1.738
7	1.506
8	1.329
9	1.189
10	1.076
11	0.982
12	0.904
13	0.858
14	0.818
15	...

$$\frac{S_{e.C1.4}(T_{2C})}{a_g} =$$

	0
0	$2.033 \cdot 10^8$
1	203.332
2	22.592
3	11.527
4	6.973
5	4.668
6	3.342
7	2.51
8	1.954
9	1.565
10	1.281
11	1.068
12	0.904
13	0.816
14	0.74
15	...

$$\frac{S_{e.C1.2}(T_C)}{a_g} = 4.518$$

Grunntype D:

$$\frac{S_{e.D5.1}(T_D)}{a_g} =$$

	0
0	1.55
1	3.875
2	7.75
3	9.61
4	11.47
5	13.33
6	15.19
7	17.05
8	18.91
9	20.77
10	22.63
11	24.49
12	26.35
13	28.334
14	30.303
15	...

$$\frac{S_{e.D5.3}(T_{2D})}{a_g} =$$

	0
0	1.55 · 10 ⁴
1	10.333
2	3.875
3	2.981
4	2.422
5	2.039
6	1.761
7	1.55
8	1.384
9	1.25
10	1.14
11	1.047
12	0.969
13	0.897
14	0.836
15	...

$$\frac{S_{e.D5.4}(T_{2D})}{a_g} =$$

	0
0	2.48 · 10 ⁸
1	110.222
2	15.5
3	9.172
4	6.055
5	4.294
6	3.202
7	2.48
8	1.977
9	1.613
10	1.341
11	1.132
12	0.969
13	0.831
14	0.721
15	...

$$\frac{S_{e.D5.2}(T_D)}{a_g} = 3.875$$

$$\frac{S_{e.D3.1}(T_D)}{a_g} =$$

	0
0	1.55
1	4.332
2	8.97
3	11.196
4	13.421
5	15.647
6	17.873
7	20.099
8	22.325
9	24.551
10	26.777
11	29.003
12	31.229
13	33.603
14	35.959
15	...

$$\frac{S_{e.D3.3}(T_{2D})}{a_g} =$$

	0
0	1.733 · 10 ⁴
1	11.553
2	4.332
3	3.333
4	2.708
5	2.28
6	1.969
7	1.733
8	1.547
9	1.398
10	1.274
11	1.171
12	1.083
13	1.003
14	0.934
15	...

$$\frac{S_{e.D3.4}(T_{2D})}{a_g} =$$

	0
0	2.773 · 10 ⁸
1	123.232
2	17.33
3	10.254
4	6.769
5	4.8
6	3.58
7	2.773
8	2.21
9	1.803
10	1.499
11	1.266
12	1.083
13	0.929
14	0.806
15	...

$$\frac{S_{e.D3.2}(T_D)}{a_g} = 4.332$$

$$\frac{S_{e.D1.1}(T_D)}{a_g} =$$

	0
0	1.55
1	5.003
2	10.757
3	13.519
4	16.281
5	19.043
6	21.805
7	24.567
8	27.329
9	30.092
10	32.854
11	35.616
12	38.378
13	41.324
14	44.247
15	...

$$\frac{S_{e.D1.3}(T_{2D})}{a_g} =$$

	0
0	$2.001 \cdot 10^4$
1	13.34
2	5.003
3	3.848
4	3.127
5	2.633
6	2.274
7	2.001
8	1.787
9	1.614
10	1.471
11	1.352
12	1.251
13	1.158
14	1.079
15	...

$$\frac{S_{e.D1.4}(T_{2D})}{a_g} =$$

	0
0	$3.202 \cdot 10^8$
1	142.296
2	20.01
3	11.84
4	7.817
5	5.543
6	4.134
7	3.202
8	2.552
9	2.082
10	1.731
11	1.462
12	1.251
13	1.072
14	0.93
15	...

$$\frac{S_{e.D1.2}(T_D)}{a_g} = 5.003$$

Grunttype E:

$$\frac{S_{e.E5.1}(T_E)}{a_g} =$$

	0
0	1.65
1	4.125
2	9.075
3	11.797
4	14.52
5	17.242
6	19.965
7	22.688
8	50.16
9	28.132
10	30.855
11	33.578
12	36.3
13	38.775
14	41.275
15	...

$$\frac{S_{e.E5.3}(T_{2E})}{a_g} =$$

	0
0	$1.237 \cdot 10^4$
1	12.375
2	4.125
3	3.018
4	2.38
5	1.964
6	1.672
7	1.456
8	0.631
9	1.157
10	1.049
11	0.959
12	0.884
13	0.825
14	0.773
15	...

$$\frac{S_{e.E5.4}(T_{2E})}{a_g} =$$

	0
0	$1.732 \cdot 10^8$
1	173.25
2	19.25
3	10.306
4	6.407
5	4.365
6	3.164
7	2.398
8	0.451
9	1.513
10	1.244
11	1.041
12	0.884
13	0.77
14	0.676
15	...

$$\frac{S_{e.E5.2}(T_E)}{a_g} = 4.125$$

$$\frac{S_{e.E3.1}(T_E)}{a_g} =$$

	0
0	1.65
1	4.612
2	10.536
3	13.794
4	17.052
5	20.31
6	23.568
7	26.826
8	59.703
9	33.342
10	36.6
11	39.858
12	43.116
13	46.078
14	49.07
15	...

$$\frac{S_{e.E3.3}(T_{2E})}{a_g} =$$

	0
0	1.384 · 10 ⁴
1	13.836
2	4.612
3	3.375
4	2.661
5	2.196
6	1.87
7	1.628
8	0.706
9	1.293
10	1.173
11	1.073
12	0.988
13	0.922
14	0.864
15	...

$$\frac{S_{e.E3.4}(T_{2E})}{a_g} =$$

	0
0	1.937 · 10 ⁸
1	193.699
2	21.522
3	11.523
4	7.163
5	4.88
6	3.537
7	2.681
8	0.504
9	1.692
10	1.391
11	1.164
12	0.988
13	0.861
14	0.756
15	...

$$\frac{S_{e.E3.2}(T_E)}{a_g} = 4.612$$

$$\frac{S_{e.E1.1}(T_E)}{a_g} =$$

	0
0	1.65
1	5.325
2	12.676
3	16.719
4	20.762
5	24.805
6	28.848
7	32.89
8	73.687
9	40.976
10	45.019
11	49.062
12	53.105
13	56.78
14	60.492
15	...

$$\frac{S_{e.E1.3}(T_{2E})}{a_g} =$$

	0
0	1.598 · 10 ⁴
1	15.976
2	5.325
3	3.897
4	3.072
5	2.536
6	2.159
7	1.88
8	0.815
9	1.493
10	1.354
11	1.238
12	1.141
13	1.065
14	0.998
15	...

$$\frac{S_{e.E1.4}(T_{2E})}{a_g} =$$

	0
0	2.237 · 10 ⁸
1	223.665
2	24.852
3	13.305
4	8.272
5	5.635
6	4.084
7	3.096
8	0.582
9	1.954
10	1.606
11	1.344
12	1.141
13	0.994
14	0.873
15	...

$$\frac{S_{e.E1.2}(T_E)}{a_g} = 5.325$$

Med følgende min. verdier:

Min A 5 %	Min A 3 %	Min A 1 %
1,000	1,000	1,000
2,500	2,795	3,227
2,500	2,795	3,227
1,429	1,597	1,844
1,000	1,118	1,291
0,769	0,860	0,993
0,625	0,699	0,807
0,526	0,588	0,679
0,455	0,508	0,587
0,400	0,447	0,516
0,357	0,399	0,461
0,323	0,361	0,416
0,294	0,329	0,380
0,294	0,329	0,380
0,295	0,329	0,380
0,295	0,330	0,381
0,295	0,330	0,381
0,296	0,330	0,381
0,296	0,331	0,382
0,296	0,331	0,382

Min B 5 %	Min B 3 %	Min B 1 %
1,300	1,300	1,300
3,250	3,634	4,196
3,250	3,634	4,196
2,167	2,422	2,797
1,625	1,817	2,098
1,250	1,398	1,614
1,083	1,211	1,399
0,833	0,932	1,076
0,813	0,908	1,049
0,722	0,807	0,932
0,650	0,727	0,839
0,591	0,661	0,763
0,542	0,606	0,699
0,506	0,566	0,653
0,474	0,530	0,612
0,445	0,497	0,574
0,419	0,468	0,541
0,394	0,441	0,509
0,372	0,416	0,481
0,352	0,393	0,454

Min C 5 %	Min C 3 %	Min C 1 %
1,400	1,400	1,400
3,500	3,913	4,518
3,500	3,913	4,518
2,500	2,795	3,227
1,944	2,174	2,510
1,591	1,779	2,054
1,346	1,505	1,738
1,167	1,304	1,506
1,029	1,151	1,329
0,921	1,030	1,189
0,833	0,932	1,076
0,761	0,851	0,982
0,700	0,783	0,904
0,632	0,706	0,816
0,573	0,641	0,740
0,522	0,584	0,674
0,477	0,533	0,616
0,438	0,490	0,566
0,404	0,451	0,521
0,373	0,417	0,482

Min D 5 %	Min D 3 %	Min D 1 %
1,550	1,550	1,550
3,875	4,332	5,003
3,875	4,332	5,003
2,981	3,333	3,848
2,422	2,708	3,127
2,039	2,280	2,633
1,761	1,969	2,274
1,550	1,733	2,001
1,384	1,547	1,787
1,250	1,398	1,614
1,140	1,274	1,471
1,047	1,171	1,352
0,969	1,083	1,251
0,831	0,929	1,072
0,721	0,806	0,930
0,631	0,705	0,814
0,557	0,623	0,719
0,495	0,554	0,639
0,443	0,496	0,572
0,399	0,446	0,515

Min E 5 %	Min E 3 %	Min E 1 %
1,650	1,650	1,650
4,125	4,612	5,325
4,125	4,612	5,325
3,018	3,375	3,897
2,380	2,661	3,072
1,964	2,196	2,536
1,672	1,870	2,159
1,456	1,628	1,880
0,451	0,504	0,582
1,157	1,293	1,493
1,049	1,173	1,354
0,959	1,073	1,238
0,884	0,988	1,141
0,770	0,861	0,994
0,676	0,756	0,873
0,599	0,669	0,773
0,534	0,597	0,690
0,479	0,535	0,618
0,432	0,483	0,558
0,392	0,438	0,506

Vedlegg C

Lastkombinasjoner i FEM-Design, GOB				
Nummer	Navn	Type	Faktor	lasttilfelle
1	ULSb – X+ - Vind	Brudd	1.20	G0
			1.20	G1
			1.20	G2
			1.20	G3
			1.05	Q – Nyttelast
			1.05	S – Snø
			1.50	V – Vind Sør
			1.20	EHL – Gx
			1.05	EHL – Qx
			2	ULSb – X- - Vind
1.20	G1			
1.20	G2			
1.20	G3			
1.05	Q – Nyttelast			
1.05	S – Snø			
1.50	V – Vind Nord			
-1.20	EHL – Gx			
-1.05	EHL – Qx			
3	ULSb – Y+ - Vind	Brudd		
			1.20	G1
			1.20	G2
			1.20	G3
			1.05	Q – Nyttelast
			1.05	S – Snø
			1.50	V – Vind Øst
			1.20	EHL – Gy
			1.05	EHL – Qy
			4	ULSb – Y- - Vind
1.20	G1			
1.20	G2			
1.20	G3			
1.05	Q – Nyttelast			
1.05	S – Snø			
1.50	V – Vind Vest			
-1.20	EHL – Gy			
-1.05	EHL – Qy			
5	ACC - Jordskjelv	Ulykke		
			1.00	G1
			1.00	G2
			1.00	G3
			0.30	Q – Nyttelast
			0.20	S – Snø
			1.00	Seismic max.

6	ACC – Jordskjelv – X+ Mx+	Ulykke	1.00	G0
			1.00	G1
			1.00	G2
			1.00	G3
			0.30	Q – Nyttelast
			0.20	S – Snø
			1.00	Seis res, Fx +Mx
7	ACC – Jordskjelv – X+ Mx-	Ulykke	1.00	G0
			1.00	G1
			1.00	G2
			1.00	G3
			0.30	Q – Nyttelast
			0.20	S – Snø
			1.00	Seis res, Fx -Mx
8	ACC – Jordskjelv – Y+ My+	Ulykke	1.00	G0
			1.00	G1
			1.00	G2
			1.00	G3
			0.30	Q – Nyttelast
			0.20	S – Snø
			1.00	Seis res, FY +My
9	ACC – Jordskjelv – Y+ My-	Ulykke	1.00	G0
			1.00	G1
			1.00	G2
			1.00	G3
			0.30	Q – Nyttelast
			0.20	S – Snø
			1.00	Seis res, Fy -My

Vedlegg D

Beregning av Returperiode og Sannsynlighet for overskridelse i løpet av 50-års periode.

I Norge prosjekteres kopnstruksjoner for jordskjelv med returperiode på 475 år, med sannsynlighet for overskridelse lik 10 % i løpet av en 50-års periode, dette kontrolleres ved beregning:

Sannsynlighet for årlig opptreden:

$$T := 475 \quad t := 50$$

$$p := \frac{1}{T} = 0.002$$

Gjennomsnittstid mellom to påfølgende hendelser:

$$E(T) := \frac{1}{p} \quad E(T) = 475$$

Tiden mellom to påfølgende hendelser for Poisson prosess er eksponential fordelt:

$$\nu(T) := \frac{1}{E(T)} \quad P := 1 - e^{-\nu(T) \cdot t} = 0.1$$

Sannsynligheten for overskridelse i løpet av 50 år, med en returperiode på 475 år er 10 %

Beregner sannsynligheten ved :

$$T := 200 \quad t := 50$$

$$p := \frac{1}{T} = 0.005$$

Gjennomsnittstid mellom to påfølgende hendelser:

$$E(T) := \frac{1}{p} \quad E(T) = 200$$

Tiden mellom to påfølgende hendelser for Poisson prosess er eksponential fordelt:

$$\nu(T) := \frac{1}{E(T)} \quad P := 1 - e^{-\nu(T) \cdot t} = 0.221$$

Sannsynligheten for overskridelse i løpet av 50 år, med en returperiode på 223.5 år er 22.1 %

Vedlegg E

Antagelser av stivheten i opplegg som simulerer peler og fundamenter i modellen.

Veggfundamenter på fjell modellert som linjeopplegg i FEM-Design-modellen, følgende stivhetsverdier ble vurdert: Forskyvninger er i det lokale aksesystemet, selv om forskyvningen vil være varierende langs oppleggslinjen er det valgt å se på en middelvei for antagelsen:

Retningene er i det lokale aksesystemet for det enkelte element, rotasjon er fri:

Laterale forskyvninger er beregnet i FEM-Design med seismisk last for dimensjonerende spekter, grunntype B og q-faktor lik 1.5. Vertikale forskyvninger er beregnet med maks bruddlast.

Linjeopplegg akse A 12-13

$$F_{lx} := 2.0 \cdot 10^5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{1}{\text{m}} \quad \Delta_x := 0.130\text{mm}$$

$$F_{lx} := 2.0 \cdot 10^4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{1}{\text{m}} \quad \Delta_x := 1.862\text{mm}$$

$$F_{lx} := 1.5 \cdot 10^5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{1}{\text{m}} \quad \Delta_x := 0.243\text{mm}$$

$$F_{ly} := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{1}{\text{m}}$$

Linjeopplegg akse A 12-13

$$F_{lz} := 3.5 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{1}{\text{m}} \quad \Delta_z := 0.039\text{mm}$$

Linjeopplegg akse 14 A-E

$$F_{lx} := 2.0 \cdot 10^5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{1}{\text{m}} \quad \Delta_x := 0.020\text{mm}$$

$$F_{lx} := 2.0 \cdot 10^4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{1}{\text{m}} \quad \Delta_x := 1.713\text{mm}$$

$$F_{lx} := 1.0 \cdot 10^5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{1}{\text{m}} \quad \Delta_x := 0.196\text{mm}$$

$$F_{ly} := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{1}{\text{m}}$$

Linjeopplegg akse 14 A-E

$$F_{lz} := 3.5 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{1}{\text{m}}$$

$$\Delta_z := 0.068\text{mm}$$

Peletopper modellert som punktopplegg i FEM-Design-modellen, følgende stivhetsverdier ble vurdert:

Retningene er i det lokale aksesystemet for det enkelte element, rotasjon er fri.

Laterale forskyvninger er beregnet i FEM-Design med seismisk last for dimensjonerende spekter, grunntype B og q-faktor lik 1.5. Vertikale forskyvninger er beregnet med maks bruddlaster.

Oppleggspunkt akse A-1

$$F_{px} := 1.5 \cdot 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\Delta_x := 0.232\text{mm}$$

$$F_{px} := 1.5 \cdot 10^4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\Delta_x := 2.137\text{mm}$$

$$F_{px} := 5.0 \cdot 10^4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\Delta_x := 0.476\text{mm}$$

Oppleggspunkt akse A-1

$$F_{py} := 1.5 \cdot 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\Delta_y := 0.054\text{mm}$$

$$F_{py} := 1.5 \cdot 10^4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\Delta_y := 3.369\text{mm}$$

$$F_{py} := 5.0 \cdot 10^4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\Delta_y := 0.947\text{mm}$$

Oppleggspunkt akse A-1

$$F_{pz} := 3.0 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\Delta_z := 0.152\text{mm}$$

Oppleggspunkt akse E-1

$$F_{px} := 1.5 \cdot 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \Delta_x := 0.130\text{mm}$$

$$F_{px} := 1.5 \cdot 10^4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \Delta_x := 1.893\text{mm}$$

$$F_{px} := 5.0 \cdot 10^4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \Delta_x := 0.396\text{mm}$$

Oppleggspunkt akse E-1

$$F_{py} := 1.5 \cdot 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \Delta_y := 0.081\text{mm}$$

$$F_{py} := 1.5 \cdot 10^4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \Delta_y := 3.383\text{mm}$$

$$F_{py} := 5.0 \cdot 10^4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \Delta_y := 0.949\text{mm}$$

Oppleggspunkt akse E-1

$$F_{pz} := 3.0 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \Delta_z := 0.199\text{mm}$$

Oppleggspunkt akse B-13

$$F_{px} := 1.5 \cdot 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \Delta_x := 0.114\text{mm}$$

$$F_{px} := 1.5 \cdot 10^4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \Delta_x := 1.817\text{mm}$$

$$F_{px} := 5.0 \cdot 10^4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \Delta_x := 0.241\text{mm}$$

Oppleggspunkt akse B-13

$$F_{py} := 1.5 \cdot 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \Delta_y := 0.098 \text{mm}$$

$$F_{py} := 1.5 \cdot 10^4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \Delta_y := 1.574 \text{mm}$$

$$F_{py} := 5.0 \cdot 10^4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \Delta_y := 0.209 \text{mm}$$

Oppleggspunkt akse B-13

$$F_{pz} := 3.0 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \Delta_z := 0.762 \text{mm}$$

Oppleggspunkt akse D-13

$$F_{px} := 1.5 \cdot 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \Delta_x := 0.111 \text{mm}$$

$$F_{px} := 1.5 \cdot 10^4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \Delta_x := 1.794 \text{mm}$$

$$F_{px} := 5.0 \cdot 10^4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \Delta_x := 0.247 \text{mm}$$

Oppleggspunkt akse D-13

$$F_{py} := 1.5 \cdot 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \Delta_y := 0.022 \text{mm}$$

$$F_{py} := 1.5 \cdot 10^4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \Delta_y := 1.574 \text{mm}$$

$$F_{py} := 5.0 \cdot 10^4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \Delta_y := 0.204 \text{mm}$$

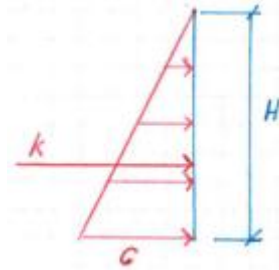
Oppleggspunkt akse D-13

$$F_{pz} := 3.0 \cdot 10^6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \Delta_z := 0.789 \text{mm}$$

Bidrag fra jordtrykk på vegger i underetasjen. Modellert som fjærstivhet via linjeopplegg på kjellerveggene:

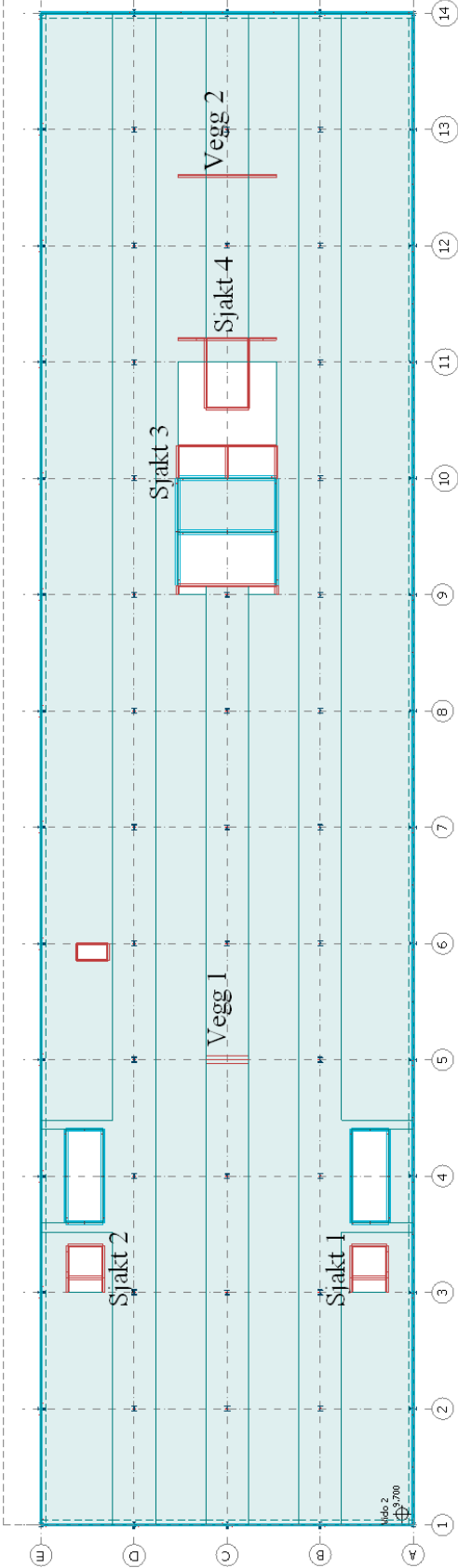
$$H_V := 3500\text{mm} \quad C_V := 114 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{1}{\text{m}} \quad h_{lj} := \frac{1}{3} \cdot H_V = 1.167\text{ m}$$

$$F_{lj} := \frac{H_V \cdot C_V}{2} = 199.5 \frac{1}{\text{m}} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



Vedlegg F

Veggplassering i planet, til orientering:



Maksverdier for spenninger for grunntype A, C-E, $\xi = 1\%$, 3% og 5% og $q = 1.5, 2.5$ og 3.5 :

Elastisk responspektrum grunntype A, global X-retning [$\frac{kN}{m}$]									
$\xi = 1\%$			$\xi = 3\%$			$\xi = 5\%$			
	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær
Sjakt nr. 1	1529	1659	485	1355	1427	433	1239	1271	399
Sjakt nr. 2	1435	1768	484	1271	1525	423	1180	1361	381
Sjakt nr. 3	1433	1380	578	1309	1177	528	1226	1040	494
Sjakt nr. 4	2338	1210	564	2108	1028	510	1953	905	474

Elastisk responspektrum grunntype A, global Y-retning [$\frac{kN}{m}$]									
$\xi = 1\%$			$\xi = 3\%$			$\xi = 5\%$			
	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær
Sjakt nr. 1	1453	2147	652	1293	1827	550	1185	1611	481
Sjakt nr. 2	2033	1176	860	1747	1021	760	1555	916	692
Vegg nr. 1	2661	1579	766	2380	1303	669	2191	1118	604
Sjakt nr. 3	1216	910	497	1084	767	444	995	669	310
Vegg nr. 2	2082	1338	512	1851	1107	457	1693	949	419

Elastisk responspektrum grunntype C, global X-retning [$\frac{kN}{m}$]									
$\xi = 1\%$			$\xi = 3\%$			$\xi = 5\%$			
	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær
Sjakt nr. 1	2936	3496	899	2575	3019	790	2328	2693	718
Sjakt nr. 2	2675	3691	939	2346	3192	814	2121	2850	729
Sjakt nr. 3	2397	2983	1113	2145	2566	970	1972	2281	872
Sjakt nr. 4	4226	2664	1027	3744	2288	892	3414	2031	815

Elastisk responspektrum grunntype C, global Y-retning [$\frac{kN}{m}$]									
$\xi = 1\%$			$\xi = 3\%$			$\xi = 5\%$			
	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær
Sjakt nr. 1	2745	4710	1475	2412	4048	1263	2184	3594	1117
Sjakt nr. 2	4315	2419	1666	3726	2098	1458	3322	1878	1316
Vegg nr. 1	4915	3797	1529	4335	3226	1330	2834	3937	1194
Sjakt nr. 3	2281	2066	924	2007	1768	814	1819	1564	739
Vegg nr. 2	3941	3201	955	3461	2721	840	3133	2392	762

Elastisk responspektrum grunntype D, global X-retning [$\frac{kN}{m}$]									
$\xi = 1\%$			$\xi = 3\%$			$\xi = 5\%$			
	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær
Sjakt nr. 1	4201	5114	1296	3669	4419	1121	3307	3946	1004
Sjakt nr. 2	3861	5383	1346	3331	4655	1167	2970	4160	1044
Sjakt nr. 3	3235	4392	1599	2870	3785	1378	2621	3373	1227
Sjakt nr. 4	5935	3953	1531	5223	3403	1317	4738	3029	1172

Elastisk responspektrum grunntype D, global Y-retning [$\frac{kN}{m}$]									
$\xi = 1\%$			$\xi = 3\%$			$\xi = 5\%$			
	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær
Sjakt nr. 1	3912	6947	2196	5982	3421	1886	3088	5327	1676
Sjakt nr. 2	6304	3501	2371	5445	3034	2067	4862	2717	1861
Vegg nr. 1	6905	5754	2177	6055	4918	1890	5477	4350	1696
Sjakt nr. 3	3257	3123	1315	2852	2683	1152	2576	2383	1042
Vegg nr. 2	5643	4907	1360	4935	4197	1192	4452	3713	1076

Elastisk responspektrum grunntype E, global X-retning [$\frac{kN}{m}$]									
$\xi = 1\%$			$\xi = 3\%$			$\xi = 5\%$			
	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær
Sjakt nr. 1	3418	4130	1059	2992	3568	917	2702	3185	827
Sjakt nr. 2	3111	4353	1104	2723	3764	957	2460	3364	857
Sjakt nr. 3	2732	3535	1303	2435	3045	1135	2232	2710	1019
Sjakt nr. 4	4865	3162	1221	4297	2719	1049	3911	2418	932

Elastisk responspektrum grunntype E, global Y-retning [$\frac{kN}{m}$]									
$\xi = 1\%$			$\xi = 3\%$			$\xi = 5\%$			
	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær
Sjakt nr. 1	3191	5596	1759	2798	4815	1508	2531	4283	1338
Sjakt nr. 2	5103	2848	1945	4408	2407	1699	3934	2212	1532
Vegg nr. 1	5692	4561	1794	5007	3887	1560	4540	3428	1400
Sjakt nr. 3	2644	2461	1069	2322	2110	940	2101	1871	852
Vegg nr. 2	4578	3840	1107	4013	3273	972	3627	2887	880

Dimensjonerende responspektrum grunntype A, global X-retning [$\frac{kN}{m}$]									
$q = 1.5$			$q = 2.5$			$q = 3.5$			
	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær
Sjakt nr. 1	872	781	291	720	504	227	719	492	226
Sjakt nr. 2	919	848	276	764	539	232	762	525	229
Sjakt nr. 3	965	612	388	807	366	323	798	345	318
Sjakt nr. 4	1468	521	361	1182	274	295	1181	274	295

Dimensjonerende responspektrum grunntype A, global Y-retning [$\frac{kN}{m}$]									
$q = 1.5$			$q = 2.5$			$q = 3.5$			
	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær
Sjakt nr. 1	846	935	327	671	540	281	668	525	280
Sjakt nr. 2	1154	589	479	923	397	355	917	388	341
Vegg nr. 1	1599	536	398	1251	193	313	1234	176	309
Sjakt nr. 3	698	366	254	567	157	221	547	154	221
Vegg nr. 2	1205	460	303	873	128	224	751	194	194

Dimensjonerende responsspektrum grunntype C, global X -retning [$\frac{kN}{m}$]									
$q = 1.5$			$q = 2.5$			$q = 3.5$			
	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær
Sjakt nr. 1	1565	1684	494	1034	983	338	806	687	272
Sjakt nr. 2	1426	1794	465	1035	1060	311	873	745	260
Sjakt nr. 3	1439	1401	576	1069	789	427	910	526	363
Sjakt nr. 4	2396	1236	578	1689	684	413	1385	447	342

Dimensjonerende responsspektrum grunntype C, global Y -retning [$\frac{kN}{m}$]									
$q = 1.5$			$q = 2.5$			$q = 3.5$			
	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær
Sjakt nr. 1	1481	2195	669	992	1222	378	782	805	313
Sjakt nr. 2	2075	1200	876	1327	728	570	1081	526	439
Vegg nr. 1	2708	1626	773	1854	787	481	1489	427	369
Sjakt nr. 3	1241	934	507	839	497	345	603	309	276
Vegg nr. 2	2119	1376	521	1415	670	353	1113	367	281

Dimensjonerende responsspektrum grunntype D, global X -retning [$\frac{kN}{m}$]									
$q = 1.5$			$q = 2.5$			$q = 3.5$			
	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær
Sjakt nr. 1	2186	2479	675	1407	1460	447	1073	1024	350
Sjakt nr. 2	1944	2625	665	1300	1559	410	1062	1102	321
Sjakt nr. 3	1851	2093	788	1316	1204	523	1086	823	432
Sjakt nr. 4	3236	1870	773	2193	1064	530	1745	719	426

Dimensjonerende responsspektrum grunntype D, global Y -retning [$\frac{kN}{m}$]									
$q = 1.5$			$q = 2.5$			$q = 3.5$			
	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær
Sjakt nr. 1	2054	3294	1023	1336	1881	570	1028	1276	393
Sjakt nr. 2	3052	1732	1222	1794	1047	777	1366	754	587
Vegg nr. 1	3686	2588	1092	2441	1364	672	1908	839	493
Sjakt nr. 3	1720	1454	699	1126	809	461	872	532	359
Vegg nr. 2	2956	2214	720	1916	1173	472	1471	727	366

Dimensjonerende responsspektrum grunntype E, global X -retning [$\frac{kN}{m}$]									
$q = 1.5$			$q = 2.5$			$q = 3.5$			
	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær
Sjakt nr. 1	1801	1996	563	1176	1170	380	908	817	301
Sjakt nr. 2	1640	2119	546	1135	1255	348	945	885	279
Sjakt nr. 3	1604	1672	662	1167	952	466	980	643	391
Sjakt nr. 4	2710	1481	651	1877	831	457	1520	552	374

Dimensjonerende responspektrum grunntype E, global Y-retning [$\frac{kN}{m}$]									
$q = 1.5$			$q = 2.5$			$q = 3.5$			
	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær	Trykk	Strekk	Skjær
Sjakt nr. 1	1700	2630	808	1123	1483	441	876	991	335
Sjakt nr. 2	1462	1411	1013	1481	855	652	1191	616	497
Vegg nr. 1	3090	2002	904	2084	1012	559	1652	588	412
Sjakt nr. 3	1420	1129	578	946	614	388	743	393	307
Vegg nr. 2	2432	1690	595	1602	858	398	1247	502	313

Sensitivitetsfaktor for forskyvninger mellom etasjene, grunntype A og C-E:

Sensitivitetsfaktor, grunntype A, elastisk responspekter						
Etasje	θ_x			θ_y		
	$\xi = 1 \%$	$\xi = 3 \%$	$\xi = 5 \%$	$\xi = 1 \%$	$\xi = 3 \%$	$\xi = 5 \%$
Vido 0	0.003	0.003	0.003	0.005	0.005	0.005
Vido 1	0.030	0.030	0.030	0.028	0.028	0.028
Vido 2	0.029	0.029	0.029	0.035	0.035	0.035
Vido 3	0.027	0.027	0.027	0.035	0.035	0.035
Vido 4	0.018	0.018	0.018	0.017	0.017	0.017
Oppbygg	0.001	0.001	0.001	0.003	0.003	0.003

Sensitivitetsfaktorer, grunntype A, dimensjonerende responspekter						
Etasje	θ_x			θ_y		
	$q = 1.5$	$q = 2.5$	$q = 3.5$	$q = 1.5$	$q = 2.5$	$q = 3.5$
Vido 0	0.005	0.008	0.15	0.007	0.013	0.022
Vido 1	0.045	0.081	0.154	0.042	0.076	0.137
Vido 2	0.044	0.080	0.154	0.053	0.095	0.171
Vido 3	0.040	0.072	0.129	0.052	0.092	0.154
Vido 4	0.026	0.047	0.090	0.026	0.045	0.072
Oppbygg	0.002	0.004	0.006	0.004	0.008	0.013

Sensitivitetsfaktor, grunntype C, elastisk responspekter						
Etasje	θ_x			θ_y		
	$\xi = 1 \%$	$\xi = 3 \%$	$\xi = 5 \%$	$\xi = 1 \%$	$\xi = 3 \%$	$\xi = 5 \%$
Vido 0	0.005	0.005	0.005	0.007	0.007	0.007
Vido 1	0.040	0.040	0.040	0.039	0.039	0.039
Vido 2	0.038	0.038	0.038	0.044	0.044	0.044
Vido 3	0.036	0.036	0.036	0.038	0.038	0.038
Vido 4	0.021	0.021	0.021	0.019	0.019	0.019
Oppbygg	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003

Sensitivitetsfaktorer, grunntype C, dimensjonerende responspekter						
	θ_x			θ_y		
Etasje	$q = 1.5$	$q = 2.5$	$q = 3.5$	$q = 1.5$	$q = 2.5$	$q = 3.5$
Vido 0	0.007	0.011	0.015	0.010	0.017	0.024
Vido 1	0.060	0.099	0.138	0.059	0.098	0.137
Vido 2	0.056	0.094	0.131	0.065	0.109	0.152
Vido 3	0.053	0.089	0.124	0.057	0.096	0.134
Vido 4	0.031	0.052	0.073	0.029	0.048	0.067
Oppbygg	0.003	0.004	0.006	0.005	0.008	0.011

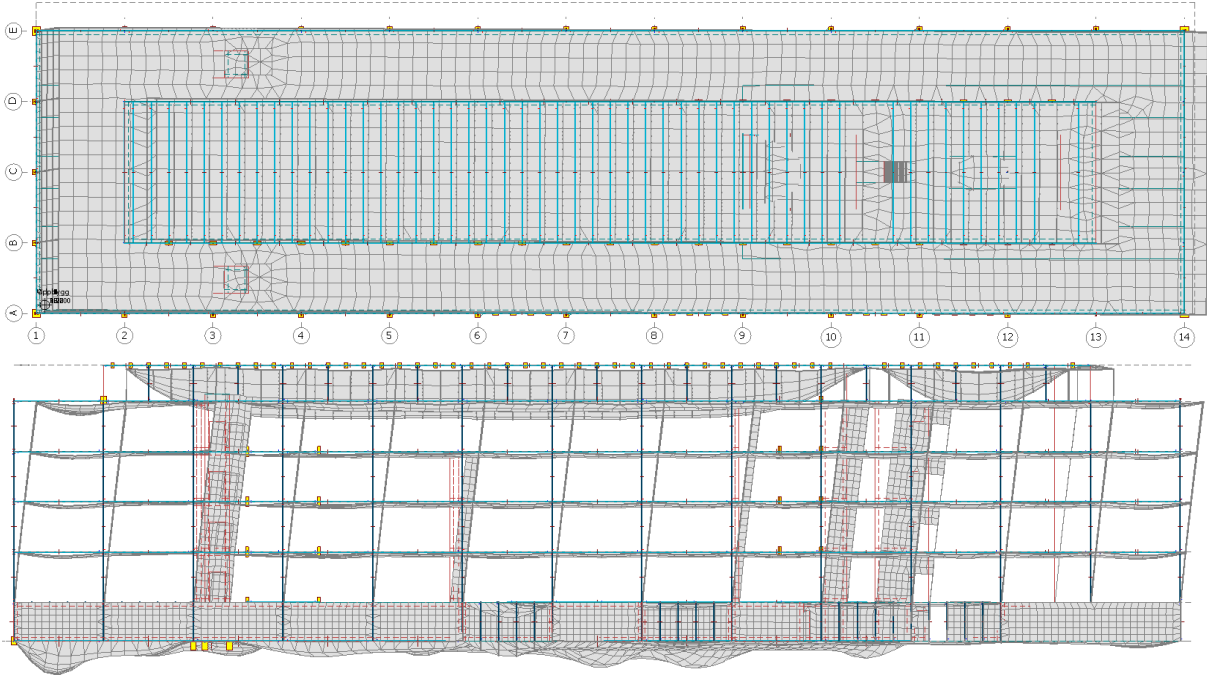
Sensitivitetsfaktor, grunntype D, elastisk responspekter						
	θ_x			θ_y		
Etasje	$\xi = 1 \%$	$\xi = 3 \%$	$\xi = 5 \%$	$\xi = 1 \%$	$\xi = 3 \%$	$\xi = 5 \%$
Vido 0	0.007	0.007	0.007	0.009	0.009	0.009
Vido 1	0.054	0.054	0.054	0.051	0.051	0.051
Vido 2	0.050	0.050	0.050	0.055	0.055	0.055
Vido 3	0.044	0.044	0.044	0.041	0.041	0.041
Vido 4	0.025	0.025	0.025	0.020	0.020	0.020
Oppbygg	0.002	0.002	0.002	0.004	0.004	0.004

Sensitivitetsfaktorer, grunntype D, dimensjonerende responspekter						
	θ_x			θ_y		
Etasje	$q = 1.5$	$q = 2.5$	$q = 3.5$	$q = 1.5$	$q = 2.5$	$q = 3.5$
Vido 0	0.011	0.016	0.020	0.014	0.023	0.031
Vido 1	0.081	0.132	0.181	0.077	0.128	0.180
Vido 2	0.075	0.123	0.171	0.082	0.136	0.190
Vido 3	0.066	0.108	0.149	0.062	0.103	0.144
Vido 4	0.037	0.061	0.085	0.030	0.050	0.071
Oppbygg	0.003	0.005	0.007	0.005	0.009	0.012

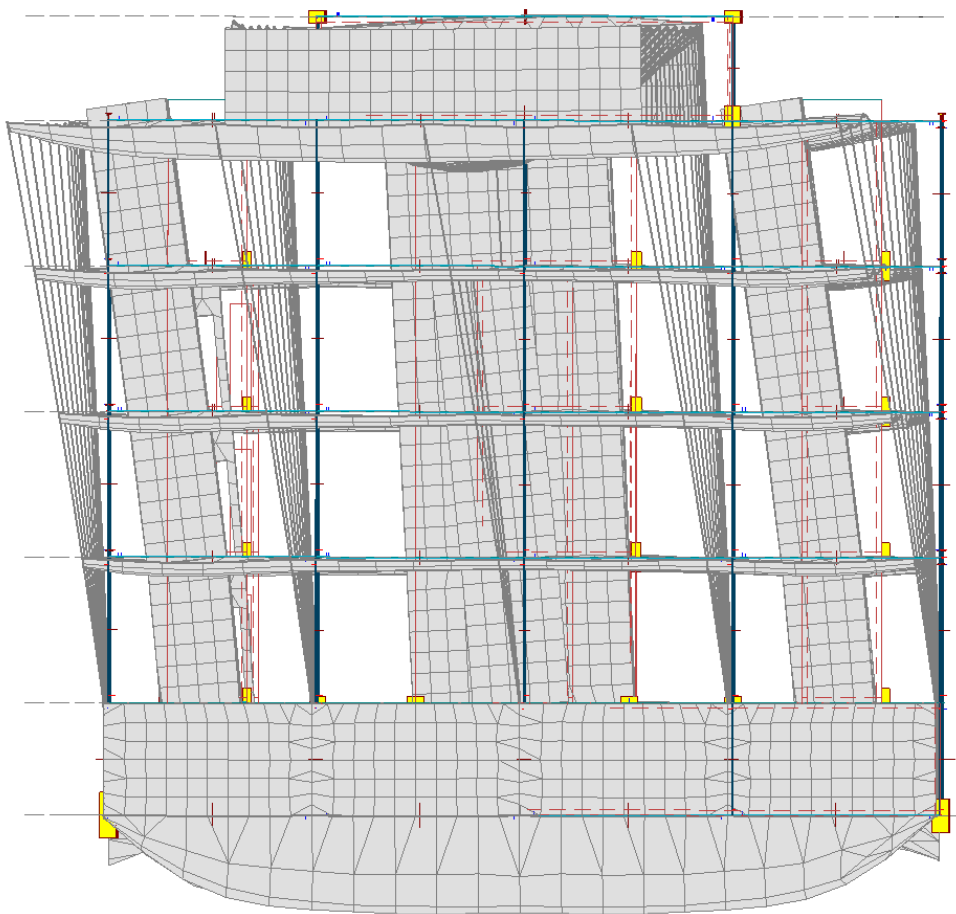
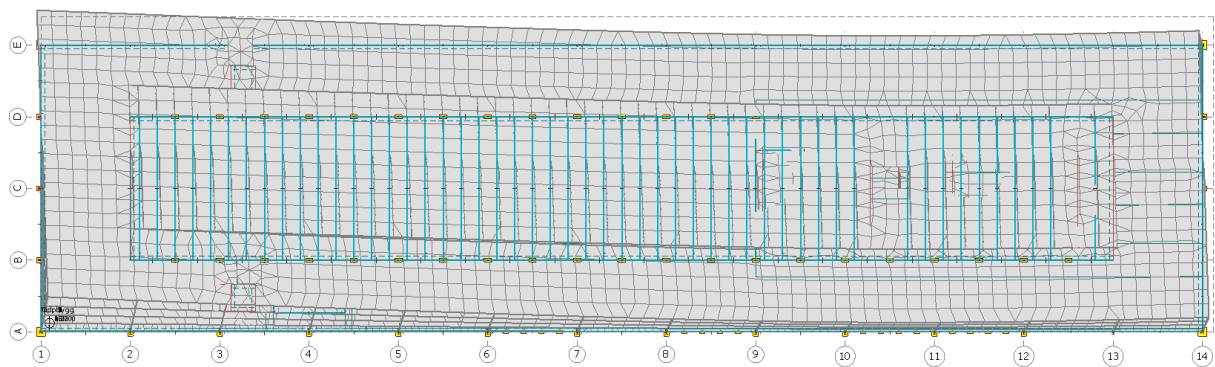
Sensitivitetsfaktor, grunntype E, elastisk responspekter						
	θ_x			θ_y		
Etasje	$\xi = 1 \%$	$\xi = 3 \%$	$\xi = 5 \%$	$\xi = 1 \%$	$\xi = 3 \%$	$\xi = 5 \%$
Vido 0	0.005	0.005	0.005	0.007	0.007	0.007
Vido 1	0.040	0.040	0.040	0.039	0.039	0.039
Vido 2	0.038	0.038	0.038	0.044	0.044	0.044
Vido 3	0.036	0.036	0.036	0.038	0.038	0.038
Vido 4	0.021	0.021	0.021	0.019	0.019	0.019
Oppbygg	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003

Sensitivitetsfaktorer, grunntype E, dimensjonerende responspekter						
	θ_x			θ_y		
Etasje	$q = 1.5$	$q = 2.5$	$q = 3.5$	$q = 1.5$	$q = 2.5$	$q = 3.5$
Vido 0	0.007	0.011	0.015	0.010	0.017	0.024
Vido 1	0.060	0.099	0.138	0.059	0.098	0.137
Vido 2	0.056	0.094	0.131	0.065	0.109	0.152
Vido 3	0.053	0.089	0.124	0.057	0.096	0.134
Vido 4	0.031	0.052	0.073	0.029	0.048	0.067
Oppbygg	0.003	0.004	0.006	0.005	0.008	0.011

Deformasjonsform elastisk spekter grunntype B og $\xi = 5\%$, global X-retning skalert 1:50:



Deformasjonsform elastisk spekter grunntype B og $\xi = 5\%$, global Y-retning skalert 1:50:



Forskyvning av ytterpunkt i Vido 4, grunntype B, $q = 1.5$ og $\xi = 5 \%$:

Forskyvning av ytterpunkt i Vido 4, seismisk last i global X -retning				
	$\Delta_x [mm]$		$\Delta_y [mm]$	
Aksekryss	$q = 1.5$	$\xi = 5 \%$	$q = 1.5$	$\xi = 5 \%$
A-1	29.9	31.1	5.2	5.0
E-1	31.3	32.4	5.2	5.0
A-14	30.0	31.2	-2.2	-2.2
E-14	31.4	32.5	-2.2	2.2

Forskyvning av ytterpunkt i Vido 4, seismisk last i global Y -retning				
	$\Delta_x [mm]$		$\Delta_y [mm]$	
Aksekryss	$q = 1.5$	$\xi = 5 \%$	$q = 1.5$	$\xi = 5 \%$
A-1	-6.6	9.5	46.7	48.7
E-1	9.0	-5.9	46.7	48.6
A-14	-6.0	9.0	-20.6	20.1
E-14	8.6	-5.3	-20.6	20.1

Reduksjon i grunnskjær for grunntype A-E, med $\xi = 1 \%$ og $q = 1.5$ som referanseverdi:

Grunnskjær [kN], global X -retning						
	$\xi = 1 \%$	$\xi = 3 \%$	$\xi = 5 \%$	$q = 1.5$	$q = 2.5$	$q = 3.5$
Grunntype A	4673	4020	3601	2284	1419	1166
Grunntype B	6940	6015	5384	3417	2060	1479
Grunntype C	8068	6993	6258	3972	2393	1716
Grunntype D	10078	8743	7833	4972	3015	2179
Grunntype E	9505	8238	7374	4679	2819	2022

Grunnskjær [kN], global Y -retning						
	$\xi = 1 \%$	$\xi = 3 \%$	$\xi = 5 \%$	$q = 1.5$	$q = 2.5$	$q = 3.5$
Grunntype A	4746	4110	3677	2333	1413	1052
Grunntype B	6853	5935	5308	3397	2038	1456
Grunntype C	8219	7119	6367	4041	2425	1732
Grunntype D	10697	9265	8289	5260	3160	2260
Grunntype E	9684	8388	7502	4761	2857	2041

Prosentvis reduksjon i grunnskjær [%], global X -retning						
	$\xi = 1 \%$	$\xi = 3 \%$	$\xi = 5 \%$	$q = 1.5$	$q = 2.5$	$q = 3.5$
Grunntype A	1	0.86	0.77	1	0.62	0.51
Grunntype B	1	0.86	0.78	1	0.60	0.43
Grunntype C	1	0.86	0.78	1	0.60	0.43
Grunntype D	1	0.86	0.78	1	0.61	0.44
Grunntype E	1	0.86	0.78	1	0.60	0.43

	Prosentvis reduksjon i grunnskjær[%], global Y-retning					
	$\xi = 1 \%$	$\xi = 3 \%$	$\xi = 5 \%$	$q = 1.5$	$q = 2.5$	$q = 3.5$
Grunntype A	1	0.87	0.77	1	0.61	0.45
Grunntype B	1	0.87	0.77	1	0.60	0.43
Grunntype C	1	0.87	0.77	1	0.60	0.43
Grunntype D	1	0.87	0.77	1	0.60	0.43
Grunntype E	1	0.87	0.77	1	0.60	0.43

Resultatene fra lasttilfellet der vindlast er dominerende for utvalgte veggelement:

	Vindlast veggelement, global X-retning [$\frac{kN}{m}$]		
	Trykk	Strekk	Skjær
Sjakt nr. 1	868	288	274
Sjakt nr. 2	868	310	267
Sjakt nr. 3	857	266	345
Sjakt nr. 4	1234	77	96

	Vindlast veggelement, global Y-retning [$\frac{kN}{m}$]		
	Trykk	Strekk	Skjær
Sjakt nr. 1	1035	1445	474
Sjakt nr. 2	1690	933	667
Vegg nr. 1	2844	1337	722
Sjakt nr. 3	982	608	409
Vegg nr. 2	862	0	245

	Horisontal vindlast	
	Global X-retning	Global Y-retning
	[kN]	[kN]
Grunnskjær	456	2474.2

Vedlegg G

Stivhetssenter i plan for etasjene.

Veggnummerering fra akse 1 mot 14, A mot E.

$$L_1 := 82.5\text{m} \quad L_2 := 20\text{m} \quad l := 3.5\text{m} \quad E := 1$$

$$h_1 := 2.505\text{m} \quad t_1 := 0.15\text{m} \quad x_{s1} := 12.5\text{m} + \frac{h_1}{2} = 13.752\text{m} \quad y_1 := 1.425\text{m} + \frac{t_1}{2} = 1.5\text{m}$$

$$K_{b1} := \frac{3E}{l^3} \cdot \frac{t_1 \cdot h_1^3}{12} = 0.014\text{m} \quad K_{s1} := \frac{E \cdot t_1 \cdot h_1}{3 \cdot l} = 0.036\text{m} \quad K_1 := \frac{1}{\frac{1}{K_{b1}} + \frac{1}{K_{s1}}} = 0.01\text{m}$$

$$h_2 := 2.505\text{m} \quad t_2 := 0.15\text{m} \quad x_2 := 12.5\text{m} + \frac{h_2}{2} = 13.752\text{m} \quad y_2 := 3.325\text{m} + \frac{t_2}{2} = 3.4\text{m}$$

$$K_2 := K_1 = 0.01\text{m}$$

$$h_3 := 2.505\text{m} \quad t_3 := 0.15\text{m} \quad x_3 := 12.5\text{m} + \frac{h_3}{2} = 13.752\text{m} \quad y_3 := 16.675\text{m} + \frac{t_3}{2} = 16.75\text{m}$$

$$K_3 := K_1 = 0.01\text{m}$$

$$h_4 := 2.505\text{m} \quad t_4 := 0.15\text{m} \quad x_4 := 12.5\text{m} + \frac{h_4}{2} = 13.752\text{m} \quad y_4 := 18.575\text{m} + \frac{t_4}{2} = 18.65\text{m}$$

$$K_4 := K_1 = 0.01\text{m}$$

$$h_5 := 1.9\text{m} \quad t_5 := 0.15\text{m} \quad x_5 := 13.305\text{m} + \frac{t_5}{2} = 13.38\text{m} \quad y_5 := 1.425\text{m} + \frac{h_5}{2} = 2.375\text{m}$$

$$K_{b5} := \frac{3E}{l^3} \cdot \frac{t_5 \cdot h_5^3}{12} = 0.006\text{m} \quad K_{s5} := \frac{E \cdot t_5 \cdot h_5}{3 \cdot l} = 0.027\text{m} \quad K_5 := \frac{1}{\frac{1}{K_{b5}} + \frac{1}{K_{s5}}} = 0.005\text{m}$$

$$h_6 := 1.9\text{m} \quad t_6 := 0.15\text{m} \quad x_6 := 13.305\text{m} + \frac{t_6}{2} = 13.38\text{m} \quad y_6 := 16.675\text{m} + \frac{h_6}{2} = 17.625\text{m}$$

$$K_6 := K_5 = 0.005\text{m}$$

$$h_7 := 1.9\text{m} \quad t_7 := 0.15\text{m} \quad x_7 := 15.005\text{m} + \frac{t_7}{2} = 15.08\text{m} \quad y_7 := 1.425\text{m} + \frac{h_7}{2} = 2.375\text{m}$$

$$K_7 := K_5 = 0.005\text{m}$$

$$h_8 := 1.9\text{m} \quad t_8 := 0.15\text{m} \quad x_8 := 15.005\text{m} + \frac{t_8}{2} = 15.08\text{m} \quad y_8 := 16.675\text{m} + \frac{h_8}{2} = 17.625\text{m}$$

$$K_8 := K_5 = 0.005\text{m}$$

$$h_9 := 2.3\text{m} \quad t_9 := 0.4\text{m} \quad x_9 := 25\text{m} + \frac{t_9}{2} = 25.2\text{m} \quad y_9 := 8.85\text{m} + \frac{h_9}{2} = 10\text{m}$$

$$K_{b9} := \frac{3E}{l^3} \cdot \frac{t_9 \cdot h_9^3}{12} = 0.028\text{m} \quad K_{s9} := \frac{E \cdot t_9 \cdot h_9}{3 \cdot l} = 0.088\text{m} \quad K_9 := \frac{1}{\frac{1}{K_{b9}} + \frac{1}{K_{s9}}} = 0.021\text{m}$$

$$h_{10} := 5.3\text{m} \quad t_{10} := 0.15\text{m} \quad x_{10} := 50.5\text{m} + \frac{t_{10}}{2} = 50.575\text{m} \quad y_{10} := 7.35\text{m} + \frac{h_{10}}{2} = 10\text{m}$$

$$K_{b10} := \frac{3E}{l^3} \cdot \frac{t_{10} \cdot h_{10}^3}{12} = 0.13\text{m} \quad K_{s10} := \frac{E \cdot t_{10} \cdot h_{10}}{3 \cdot l} = 0.076\text{m} \quad K_{10} := \frac{1}{\frac{1}{K_{b10}} + \frac{1}{K_{s10}}} = 0.048\text{m}$$

$$h_{11} := 1.75\text{m} \quad t_{11} := 0.15\text{m} \quad x_{11} := 56.25\text{m} + \frac{h_{11}}{2} = 57.125\text{m} \quad y_{11} := 7.35\text{m} + \frac{t_{11}}{2} = 7.425\text{m}$$

$$K_{b11} := \frac{3E}{l^3} \cdot \frac{t_{11} \cdot h_{11}^3}{12} = 0.005\text{m} \quad K_{s11} := \frac{E \cdot t_{11} \cdot h_{11}}{3 \cdot l} = 0.025\text{m} \quad K_{11} := \frac{1}{\frac{1}{K_{b11}} + \frac{1}{K_{s11}}} = 0.004\text{m}$$

$$h_{12} := 1.75\text{m} \quad t_{12} := 0.15\text{m} \quad x_{12} := 56.25\text{m} + \frac{h_{12}}{2} = 57.125\text{m} \quad y_{12} := 10\text{m} + \frac{t_{12}}{2} = 10.075\text{m}$$

$$K_{12} := K_{11} = 0.004\text{m}$$

$$h_{13} := 1.75\text{m} \quad t_{13} := 0.15\text{m} \quad x_{13} := 56.25\text{m} + \frac{h_{13}}{2} = 57.125\text{m} \quad y_{13} := 12.65\text{m} + \frac{t_{13}}{2} = 12.725\text{m}$$

$$K_{13} := K_{11} = 0.004\text{m}$$

$$h_{14} := 5.3\text{m} \quad t_{14} := 0.15\text{m} \quad x_{14} := 58\text{m} + \frac{t_{14}}{2} = 58.075\text{m} \quad y_{14} := 7.35\text{m} + \frac{h_{14}}{2} = 10\text{m}$$

$$K_{b14} := \frac{3E}{l^3} \cdot \frac{t_{14} \cdot h_{14}^3}{12} = 0.13\text{m} \quad K_{s14} := \frac{E \cdot t_{14} \cdot h_{14}}{3 \cdot l} = 0.076\text{m} \quad K_{14} := \frac{1}{\frac{1}{K_{b14}} + \frac{1}{K_{s14}}} = 0.048\text{m}$$

$$h_{15} := 2.3\text{m} \quad t_{15} := 0.15\text{m} \quad x_{15} := 60\text{m} + \frac{t_{15}}{2} = 60.075\text{m} \quad y_{15} := 8.85\text{m} + \frac{h_{15}}{2} = 10\text{m}$$

$$K_{b15} := \frac{3E}{l^3} \cdot \frac{t_{15} \cdot h_{15}^3}{12} = 0.011\text{m} \quad K_{s15} := \frac{E \cdot t_{15} \cdot h_{15}}{3 \cdot l} = 0.033\text{m} \quad K_{15} := \frac{1}{\frac{1}{K_{b15}} + \frac{1}{K_{s15}}} = 0.008\text{m}$$

$$h_{16} := 3.375\text{m} \quad t_{16} := 0.15\text{m} \quad x_{16} := 60\text{m} + \frac{h_{16}}{2} = 61.688\text{m} \quad y_{16} := 8.85\text{m} + \frac{t_{16}}{2} = 8.925\text{m}$$

$$K_{b16} := \frac{3E}{l^3} \cdot \frac{t_{16} \cdot h_{16}^3}{12} = 0.034\text{m} \quad K_{s16} := \frac{E \cdot t_{16} \cdot h_{16}}{3 \cdot l} = 0.048\text{m} \quad K_{16} := \frac{1}{\frac{1}{K_{b16}} + \frac{1}{K_{s16}}} = 0.02\text{m}$$

$$h_{17} := 3.375\text{m} \quad t_{17} := 0.15\text{m} \quad x_{17} := 60\text{m} + \frac{h_{17}}{2} = 61.688\text{m} \quad y_{17} := 11.15\text{m} + \frac{t_{17}}{2} = 11.225\text{m}$$

$$K_{17} := K_{16} = 0.02\text{m}$$

$$h_{18} := 5.3\text{m} \quad t_{18} := 0.15\text{m} \quad x_{18} := 63.75\text{m} + \frac{t_{18}}{2} = 63.825\text{m} \quad y_{18} := 7.35\text{m} + \frac{h_{18}}{2} = 10\text{m}$$

$$K_{b18} := \frac{3E}{l^3} \cdot \frac{t_{18} \cdot h_{18}^3}{12} = 0.13\text{m} \quad K_{s18} := \frac{E \cdot t_{18} \cdot h_{18}}{3 \cdot l} = 0.076\text{m} \quad K_{18} := \frac{1}{\frac{1}{K_{b18}} + \frac{1}{K_{s18}}} = 0.048\text{m}$$

$$h_{19} := 5.3\text{m} \quad t_{19} := 0.15\text{m} \quad x_{19} := 72.5\text{m} + \frac{t_{19}}{2} = 72.575\text{m} \quad y_{19} := 7.35\text{m} + \frac{h_{19}}{2} = 10\text{m}$$

$$K_{19} := K_{18} = 0.048\text{m}$$

Stivhetssenterts plassering i planet for eksisterende konstruksjon, koordinater i globalt aksesystem:

$$x := \frac{K_5 \cdot x_5 + K_6 \cdot x_6 + K_9 \cdot x_9 + K_{10} \cdot x_{10} + K_{14} \cdot x_{14} + K_{15} \cdot x_{15} + K_{18} \cdot x_{18} + K_{19} \cdot x_{19}}{K_5 + K_6 + K_9 + K_{10} + K_{14} + K_{15} + K_{18} + K_{19}} = 55.833\text{m}$$

$$y := \frac{K_1 \cdot y_1 + K_2 \cdot y_2 + K_3 \cdot y_3 + K_4 \cdot y_4 + K_{11} \cdot y_{11} + K_{12} \cdot y_{12} + K_{13} \cdot y_{13} + K_{16} \cdot y_{16} + K_{17} \cdot y_{17}}{K_1 + K_2 + K_3 + K_4 + K_{11} + K_{12} + K_{13} + K_{16} + K_{17}} = 10.075\text{m}$$

Forslag til plassering av nye veggelement for å forskyve stivhetssenteret (i global y-retning) mot midten av konstruksjonen:

$$h_{20} := 5\text{m} \quad t_{20} := 0.25\text{m} \quad x_{20} := 0\text{m} + \frac{t_{20}}{2} = 0.125\text{m} \quad y_{20} := 0\text{m} + \frac{h_{20}}{2} = 2.5\text{m}$$

$$K_{b20} := \frac{3E}{l^3} \cdot \frac{t_{20} \cdot h_{20}^3}{12} = 0.182\text{m} \quad K_{s20} := \frac{E \cdot t_{20} \cdot h_{20}}{3 \cdot l} = 0.119\text{m} \quad K_{20} := \frac{1}{\frac{1}{K_{b20}} + \frac{1}{K_{s20}}} = 0.072\text{m}$$

$$h_{21} := 5\text{m} \quad t_{21} := 0.25\text{m} \quad x_{21} := 0\text{m} + \frac{t_{21}}{2} = 0.125\text{m} \quad y_{19} := 15\text{m} + \frac{h_{21}}{2} = 17.5\text{m}$$

$$K_{21} := K_{20} = 0.072\text{m}$$

$$x := \frac{K_5 \cdot x_5 + K_6 \cdot x_6 + K_9 \cdot x_9 + K_{10} \cdot x_{10} + K_{14} \cdot x_{14} + K_{15} \cdot x_{15} + K_{18} \cdot x_{18} + K_{19} \cdot x_{19} + K_{20} \cdot x_{20} + K_{21} \cdot x_{21}}{K_5 + K_6 + K_9 + K_{10} + K_{14} + K_{15} + K_{18} + K_{19} + K_{20} + K_{21}} = 34.429\text{m}$$

$$y := \frac{K_1 \cdot y_1 + K_2 \cdot y_2 + K_3 \cdot y_3 + K_4 \cdot y_4 + K_{11} \cdot y_{11} + K_{12} \cdot y_{12} + K_{13} \cdot y_{13} + K_{16} \cdot y_{16} + K_{17} \cdot y_{17}}{K_1 + K_2 + K_3 + K_4 + K_{11} + K_{12} + K_{13} + K_{16} + K_{17}} = 10.075\text{m}$$

Vedlegg H

Veggplassering i planet for påbygg av to etasjer er likt som for eksisterende, se vedlegg F.

Utbedret ombygging med nye veggelement i akse 1 A-B og 1 D-E omtales som henholdsvis vegg nr. 3 og 4.

Maksverdier for spenninger i endret konstruksjon ved grunntype B, $\xi = 5\%$ og $q = 1.5$. Trykk = T, Strekk = S og Skjær:

	Dimensjonerende responspektrum grunntype B, global X-retning $[\frac{kN}{m}] q = 1.5$											
	Alternativ 1			Alternativ 2			Alternativ 3			Alternativ 4		
	T	S	Skjær	T	S	Skjær	T	S	Skjær	T	S	Skjær
Sjakt nr. 1	1211	1011	402	1392	1062	395	1923	1414	749	1928	1522	757
Sjakt nr. 2	1319	1126	397	1256	1062	375	1923	1414	749	1928	1522	757
Sjakt nr. 3	1141	973	402	1147	980	405	1158	1162	519	1167	1252	550
Sjakt nr. 4	2185	613	544	2215	611	551	1965	661	473	1964	719	471

	Dimensjonerende responspektrum grunntype B, global Y-retning $[\frac{kN}{m}] q = 1.5$											
	Alternativ 1			Alternativ 2			Alternativ 3			Alternativ 4		
	T	S	Skjær	T	S	Skjær	T	S	Skjær	T	S	Skjær
Vegg nr. 3	-	-	-	2841	2304	749	-	-	-	2313	1656	669
Vegg nr. 4	-	-	-	4395	1425	1061	-	-	-	3524	986	809
Sjakt nr. 1	1090	1303	477	1002	967	396	2267	1186	816	2079	831	715
Sjakt nr. 2	1690	952	704	1261	874	505	2267	1186	816	2079	831	715
Vegg nr. 1	2754	797	683	2418	708	604	2455	582	612	2371	622	595
Sjakt nr. 3	1266	839	418	1246	738	521	1248	784	524	1365	754	564
Vegg nr. 2	2150	1192	536	1566	886	396	2068	1055	513	1765	933	399

	Elastisk responspektrum grunntype B, global X-retning $[\frac{kN}{m}] \xi = 5\%$											
	Alternativ 1			Alternativ 2			Alternativ 3			Alternativ 4		
	T	S	Skjær	T	S	Skjær	T	S	Skjær	T	S	Skjær
Sjakt nr. 1	1855	1879	615	2157	2010	605	2429	2646	1091	2450	2685	1101
Sjakt nr. 2	1858	2114	588	1763	2011	571	2429	2646	1091	2450	2685	1101
Sjakt nr. 3	1649	1653	665	1660	1693	673	1724	2304	885	1741	2320	893
Sjakt nr. 4	3216	1273	784	3245	1294	787	2905	1477	742	2911	1524	756

	Elastisk responspektrum grunntype B, global Y-retning $[\frac{kN}{m}] \xi = 5\%$											
	Alternativ 1			Alternativ 2			Alternativ 3			Alternativ 4		
	T	S	Skjær	T	S	Skjær	T	S	Skjær	T	S	Skjær
Vegg nr. 3	-	-	-	4070	4244	1026	-	-	-	3259	3157	907
Vegg nr. 4	-	-	-	6302	2643	1517	-	-	-	4977	1911	1140
Sjakt nr. 1	2660	1693	823	1129	1370	468	3165	2191	1167	2533	1387	926
Sjakt nr. 2	2736	1445	1123	1637	1118	703	3165	2191	1167	2533	1387	926
Vegg nr. 1	3936	1586	973	3129	1055	772	3884	1062	828	3061	746	757
Sjakt nr. 3	1813	1334	760	1773	1238	763	1789	1166	735	1968	1320	797
Vegg nr. 2	3089	1959	760	2153	1114	536	2951	1846	722	2470	1379	606

Grunnskjær for alternativ 1-4:

	Grunnskjær [kN] grunntype B, $q = 1.5$	
	X-retning	Y-retning
Alternativ 1	2621	3479
Alternativ 2	2672	4476
Alternativ 3	2246	2970
Alternativ 4	2286	4614

	Grunnskjær [kN] grunntype B, $\xi = 5 \%$	
	X-retning	Y-retning
Alternativ 1	4314	5514
Alternativ 2	4399	7053
Alternativ 3	3753	4713
Alternativ 4	3818	7271

Sensitivitetsfaktor for forskyvninger mellom etasjene, grunntype B endret konstruksjon:

Etasje	Sensitivitetsfaktor, grunntype B, dimensjonerende responspekter, $q = 1.5$							
	θ_x				θ_y			
	Alt. 1	Alt. 2	Alt. 3	Alt. 4	Alt. 1	Alt. 2	Alt. 3	Alt. 4
Vido 0	0.023	0.022	0.067	0.096	0.017	0.019	0.025	0.035
Vido 1	0.100	0.099	0.105	0.152	0.094	0.073	0.071	0.081
Vido 2	0.108	0.108	0.096	0.146	0.102	0.070	0.065	0.064
Vido 3	0.109	0.109	0.107	0.157	0.104	0.071	0.063	0.060
Vido 4	0.093	0.094	0.084	0.125	0.131	0.071	0.061	0.061
Vido 5	0.069	0.069	0.065	0.098	0.107	0.082	0.068	0.072
Vido 6	0.060	0.058	0.059	0.085	0.064	0.050	0.043	0.044
Vido 7	0.015	0.015	0.013	0.020	0.021	0.013	0.012	0.011

Etasje	Sensitivitetsfaktorer, grunntype B, elastisk responspekter, $\xi = 5 \%$							
	θ_x				θ_y			
	Alt. 1	Alt. 2	Alt. 3	Alt. 4	Alt. 1	Alt. 2	Alt. 3	Alt. 4
Vido 0	0.017	0.016	0.076	0.072	0.012	0.012	0.027	0.023
Vido 1	0.075	0.075	0.119	0.115	0.069	0.048	0.076	0.054
Vido 2	0.084	0.084	0.112	0.114	0.075	0.047	0.069	0.043
Vido 3	0.086	0.086	0.126	0.123	0.077	0.047	0.068	0.040
Vido 4	0.074	0.074	0.099	0.098	0.097	0.047	0.066	0.040
Vido 5	0.054	0.054	0.076	0.076	0.079	0.055	0.073	0.048
Vido 6	0.045	0.044	0.065	0.063	0.046	0.033	0.046	0.029
Vido 7	0.012	0.012	0.015	0.015	0.015	0.009	0.013	0.008

Forskyvning av ytterpunkt i Vido 7 grunntype B, $q = 1.5$ og $\xi = 5\%$, alternativ 1-4:

Forskyvning av ytterpunkt i Vido 7, seismisk last i global X-retning																
	$\Delta_x[mm]$								$\Delta_y[mm]$							
	$q = 1.5$				$\xi = 5\%$				$q = 1.5$				$\xi = 5\%$			
Akse	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
A-1	45.2	47.5	34.0	51.8	54.9	57.6	62.6	63.6	10.6	1.4	2.9	1.7	12.2	1.5	2.7	1.8
E-1	41.2	48.4	35.4	52.9	59.5	58.7	64.2	64.8	10.6	1.3	2.9	1.7	12.2	1.5	2.7	1.8
A-14	45.1	47.3	33.9	51.7	54.8	57.5	62.5	63.5	-5.5	-2.6	-3.0	-2.9	-6.3	-3.0	-3.9	-3.3
E-14	49.1	48.4	35.4	52.9	59.4	58.6	64.2	64.8	-5.5	-2.6	-3.0	-2.9	-6.3	-3.0	-3.9	-3.3

Forskyvning av ytterpunkt i Vido 7, seismisk last i global Y-retning																
	$\Delta_x[mm]$								$\Delta_y[mm]$							
	$q = 1.5$				$\xi = 5\%$				$q = 1.5$				$\xi = 5\%$			
Akse	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
A-1	-11.7	-2.2	-6.8	-1.4	-14.8	-2.4	-12.0	-1.5	80.1	58.3	43.6	47.1	97.6	61.2	76.6	49.4
E-1	15.6	9.9	8.9	3.3	17.9	10.2	15.0	3.5	80.1	58.3	43.6	47.1	97.6	61.2	76.6	49.4
A-14	-11.6	-2.4	-6.7	-1.5	-14.7	-2.7	-11.8	-1.6	-47.0	20.9	-31.6	27.0	-51.4	22.0	-50.0	28.4
E-14	15.4	10.1	8.9	3.6	17.8	10.4	14.8	3.8	-47.0	20.9	-31.6	27.0	-51.4	22.0	-50.0	28.4

Resultater med redusert grunnakselerasjon, se kapittel 2.3 i rapporten:

Dimensjonerende responsspektrum grunntype B, global X-retning [$\frac{kN}{m}$] $q = 1.5$													
	Alternativ 1			Alternativ 2			Alternativ 3			Alternativ 4			
	T	S	Skjær	T	S	Skjær	T	S	Skjær	T	S	Skjær	
Sjakt nr. 1	1042	681	323	1108	699	321	1790	1033	656	1735	1038	630	
Sjakt nr. 2	1121	750	329	1071	701	320	1790	1033	656	1735	1038	630	
Sjakt nr. 3	945	831	351	950	832	353	944	875	401	950	879	402	
Sjakt nr. 4	1817	364	459	1834	362	463	1721	428	418	1626	429	395	

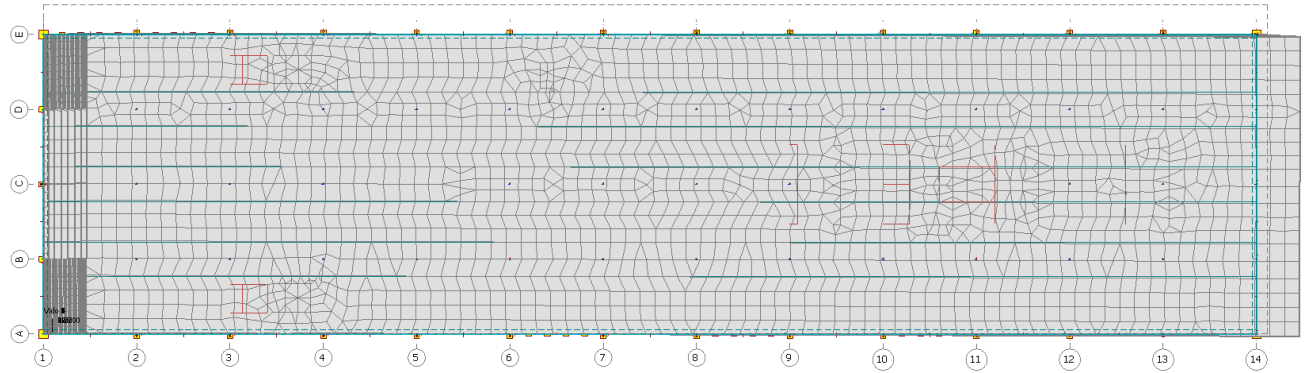
Dimensjonerende responsspektrum grunntype B, global Y-retning [$\frac{kN}{m}$] $q = 1.5$													
	Alternativ 1			Alternativ 2			Alternativ 3			Alternativ 4			
	T	S	Skjær	T	S	Skjær	T	S	Skjær	T	S	Skjær	
Vegg nr. 3	-	-	-	2185	1264	582	-	-	-	1819	873	534	
Vegg nr. 4	-	-	-	3289	807	796	-	-	-	2765	552	655	
Sjakt nr. 1	998	989	417	931	768	360	1974	913	675	1842	705	605	
Sjakt nr. 2	1335	784	544	1072	753	404	1974	913	675	1842	705	605	
Vegg nr. 1	2293	591	575	2049	528	518	2186	443	549	2011	463	510	
Sjakt nr. 3	987	736	419	952	660	404	1012	695	413	996	665	442	
Vegg nr. 2	1682	951	424	1253	776	336	1783	868	446	1397	798	353	

Grunnskjær for alternativ 1-4:

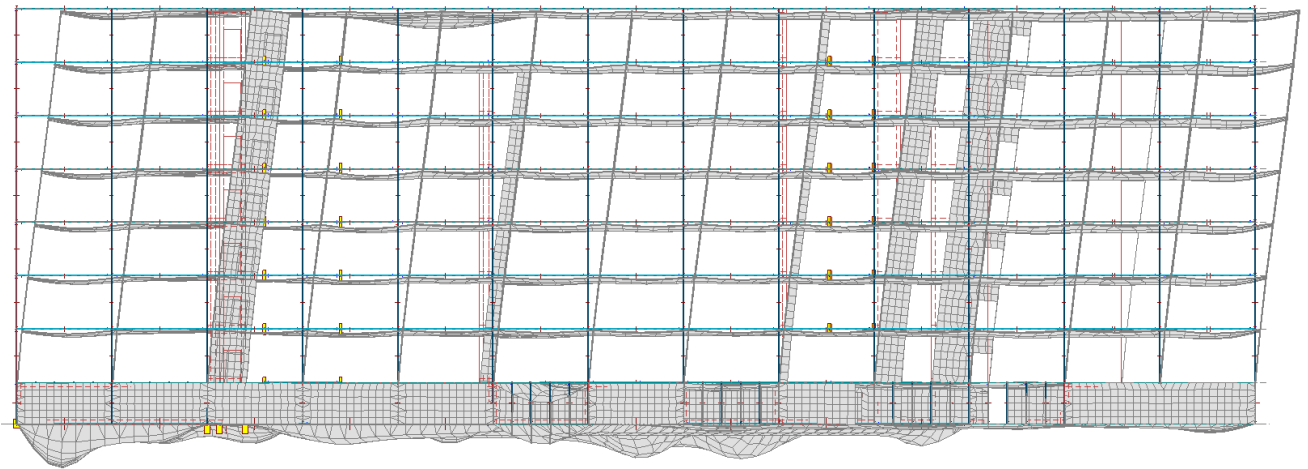
Grunnskjær [kN] grunntype B, $q = 1.5$		
	X-retning	Y-retning
Alternativ 1	1833	2433
Alternativ 2	1869	3079
Alternativ 3	1556	1968
Alternativ 4	1599	3228

Deformasjonsform elastisk spekter grunntype B, global X-retning skalert 1:50 for alternativ 2 og 4:

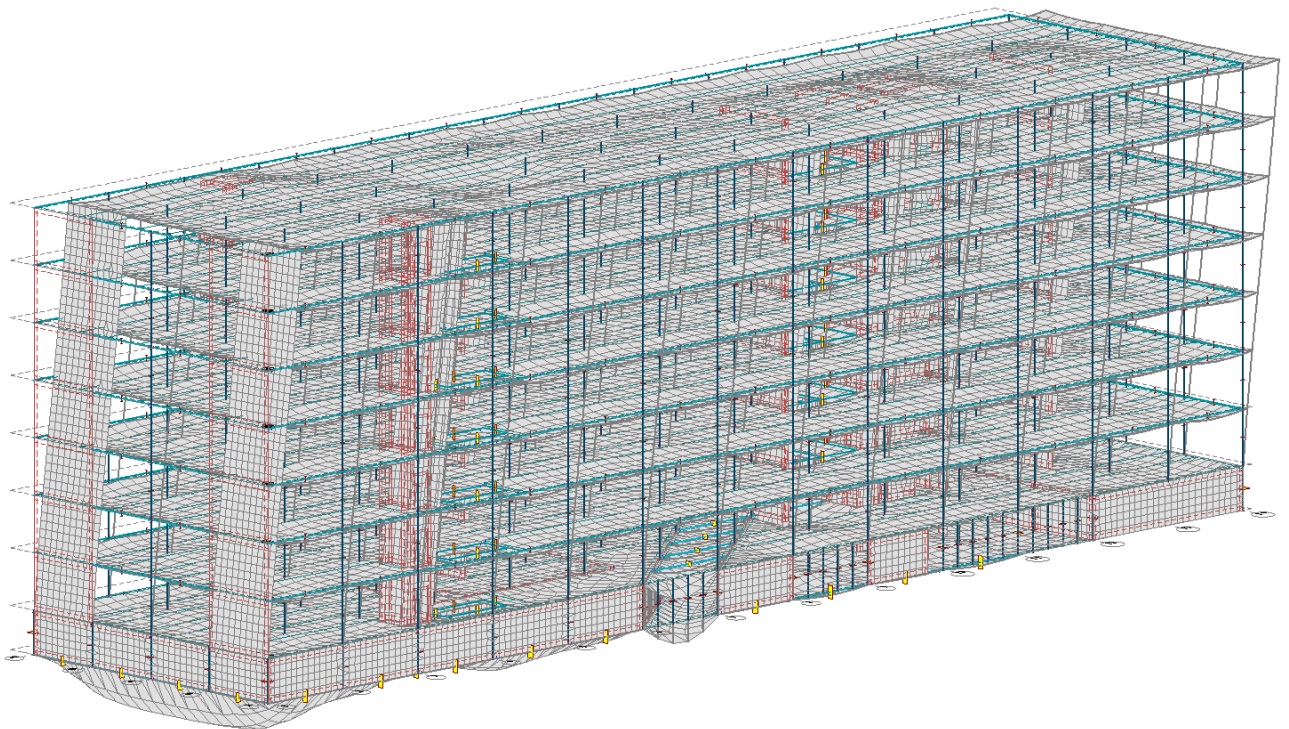
Alt 2:



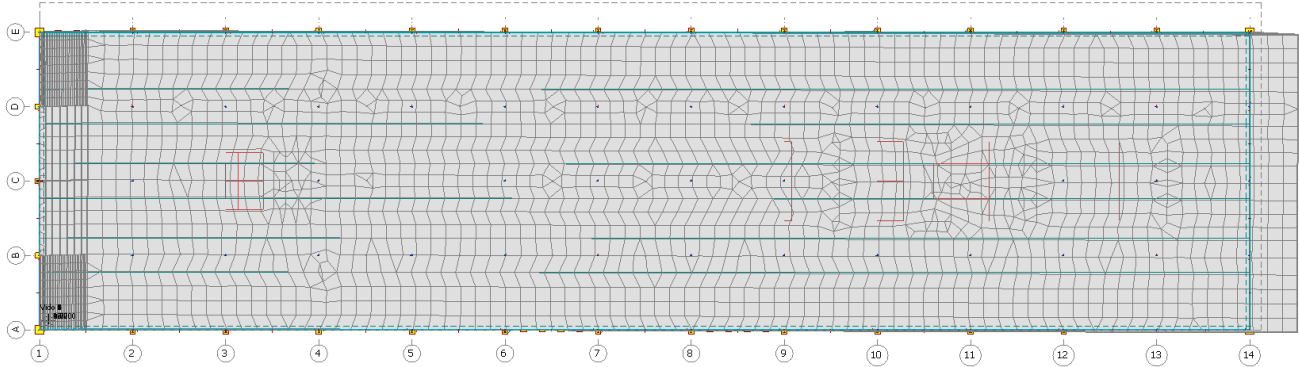
Alt 2:



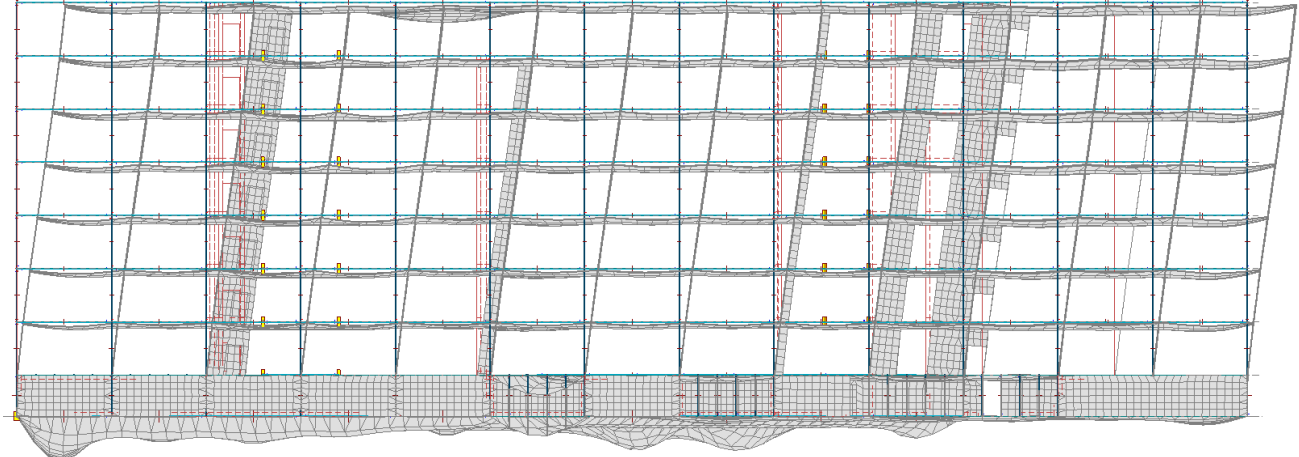
Alt:2



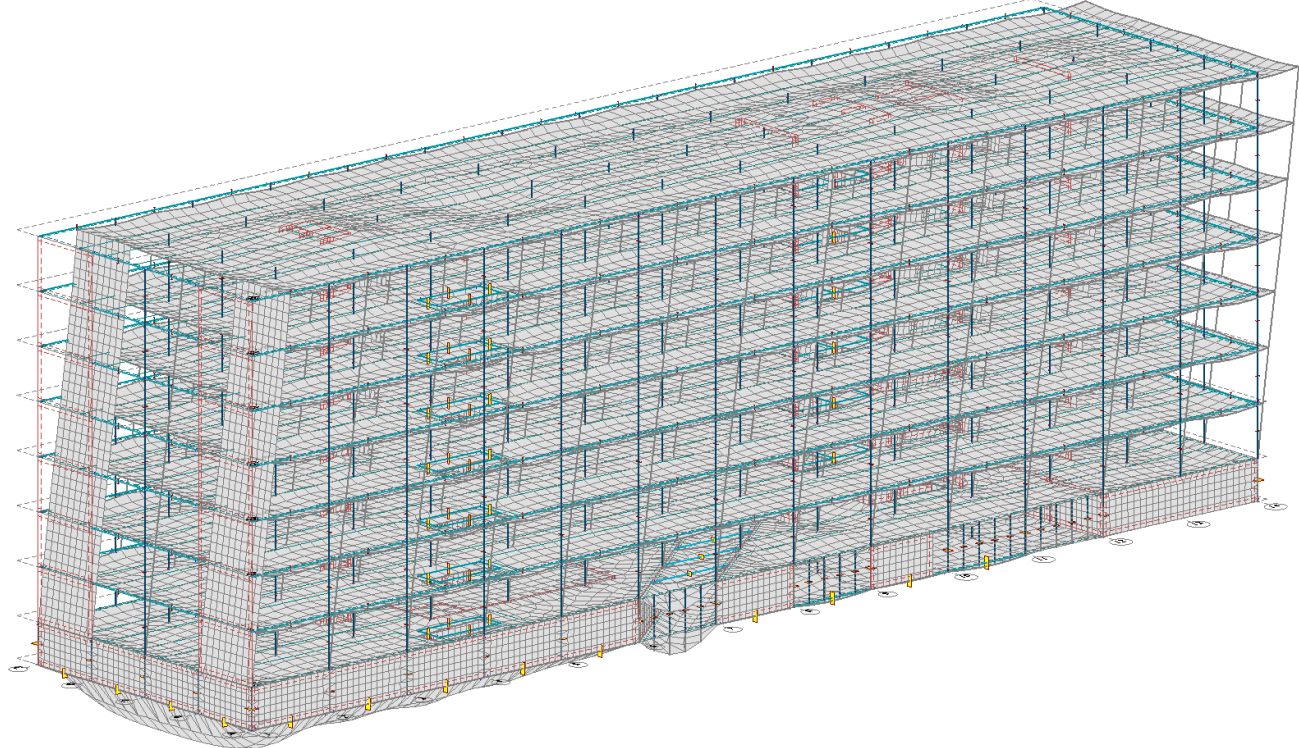
Alt 4:



Alt 4:

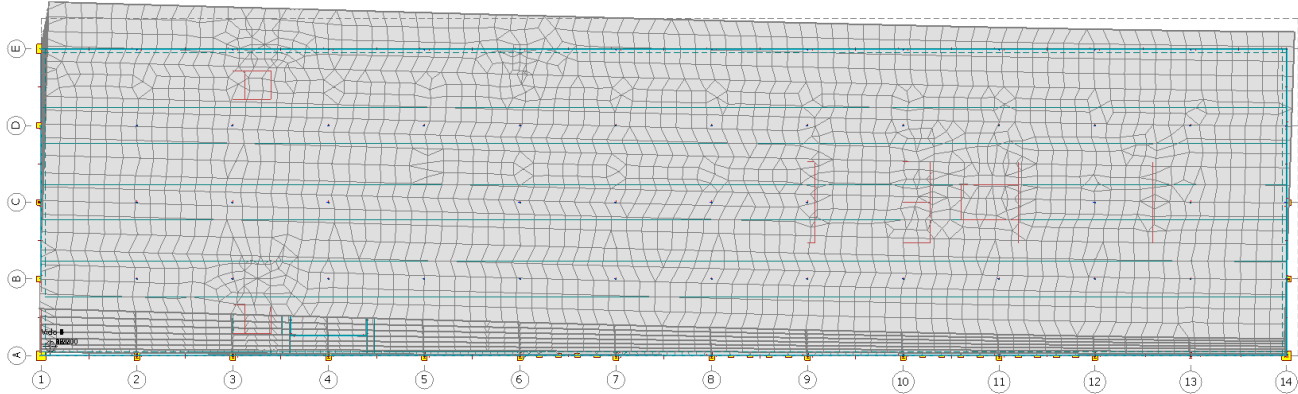


Alt 4:

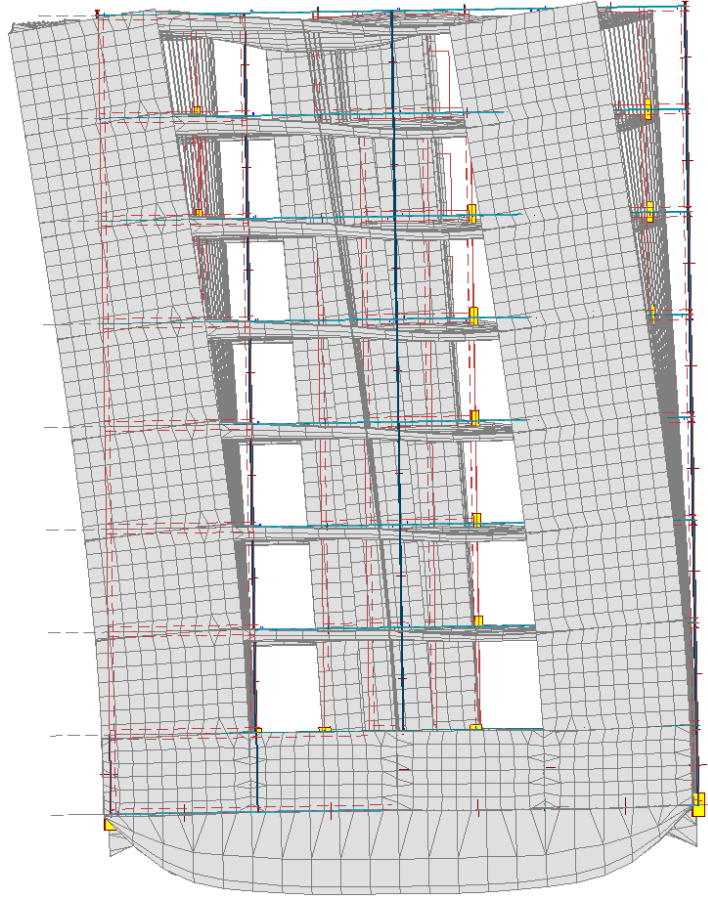


Deformasjonsform elastisk spekter grunntype B, global Y-retning skalert 1:50 for alternativ 2 og 4:

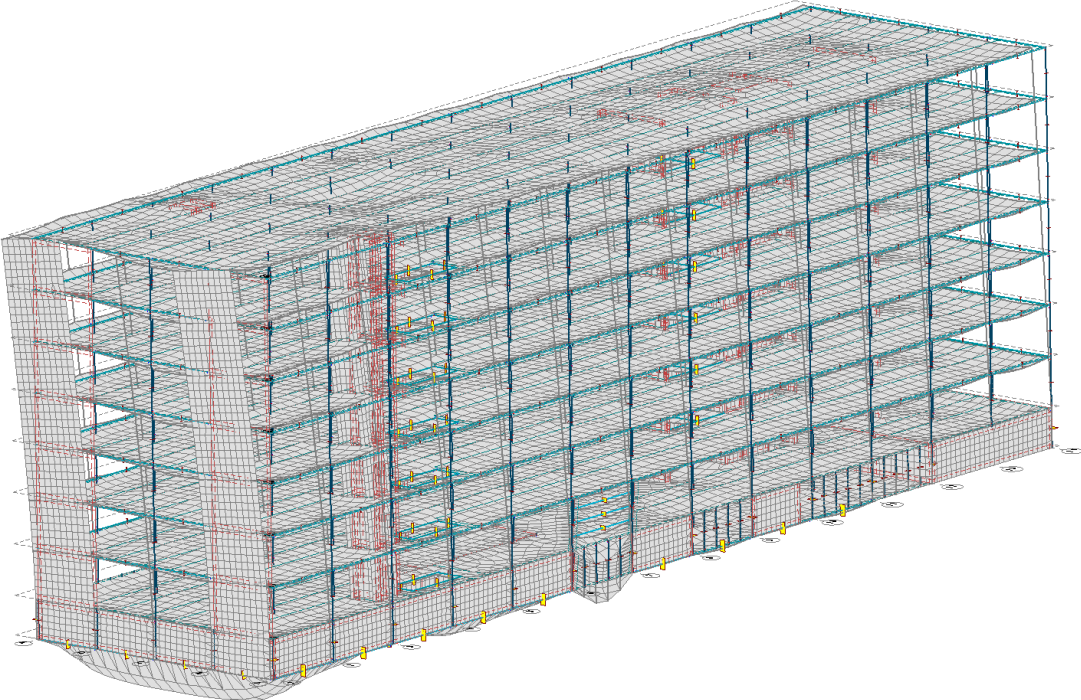
Alt 2:



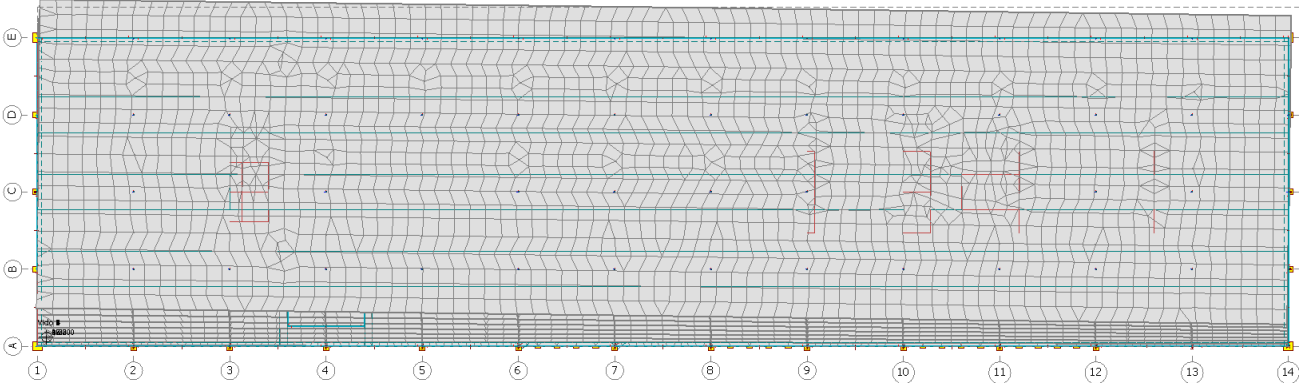
Alt 2:



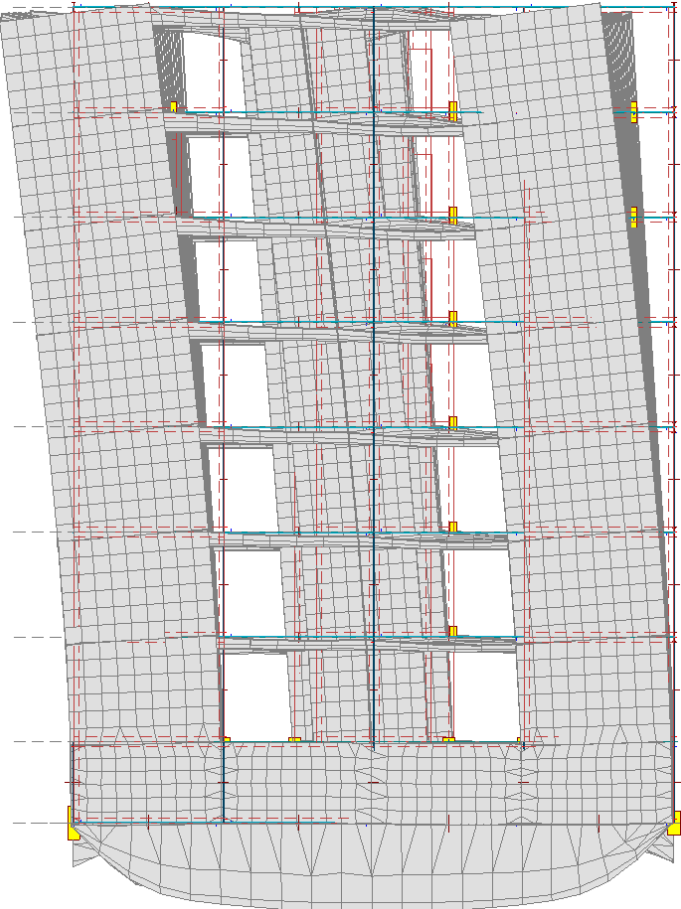
Alt 2:



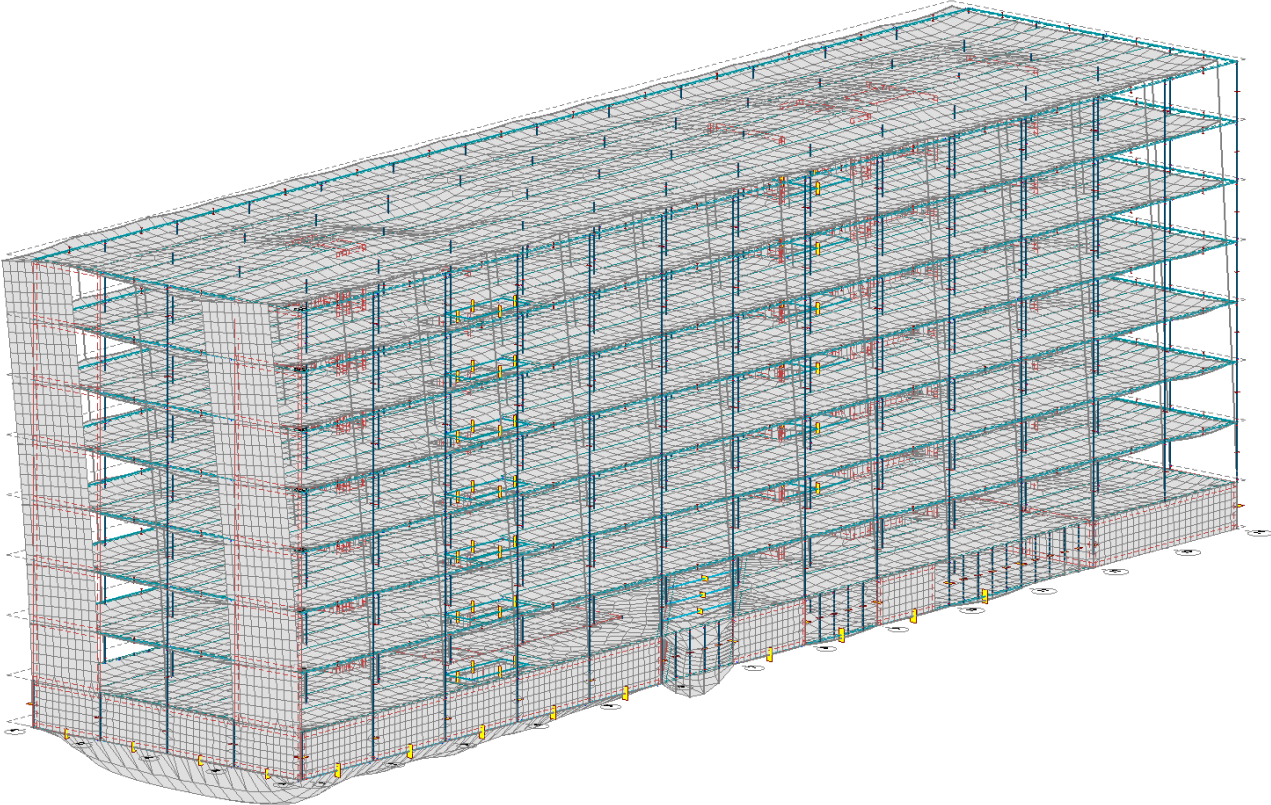
Alt 4:



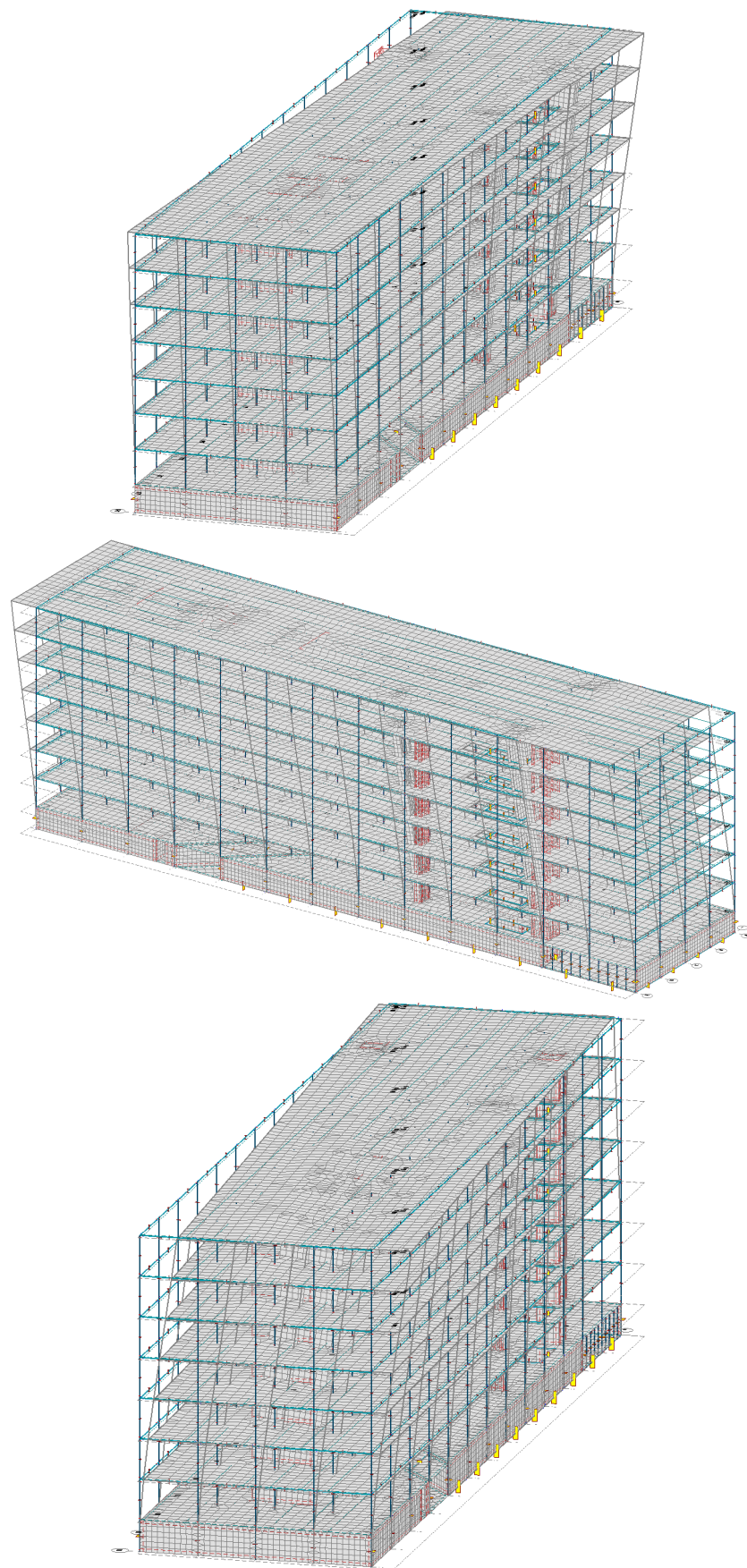
Alt 4:



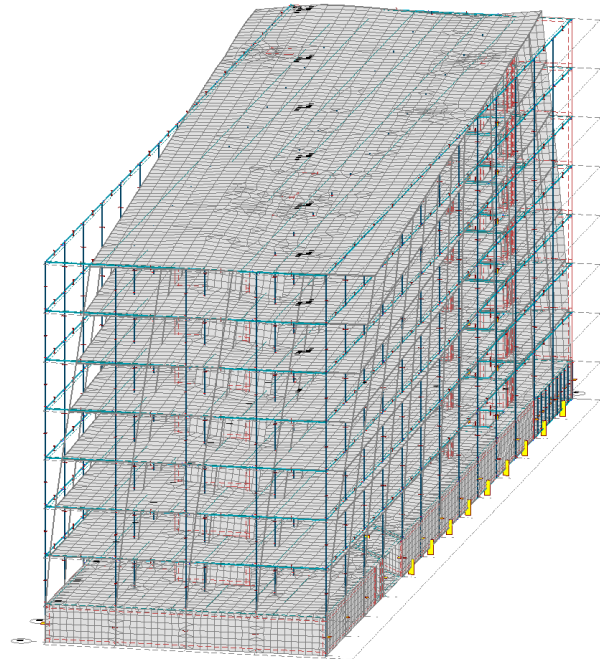
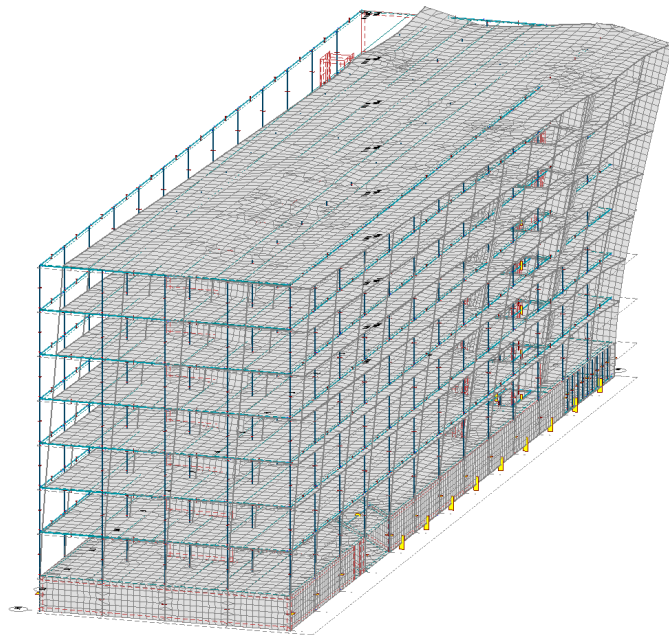
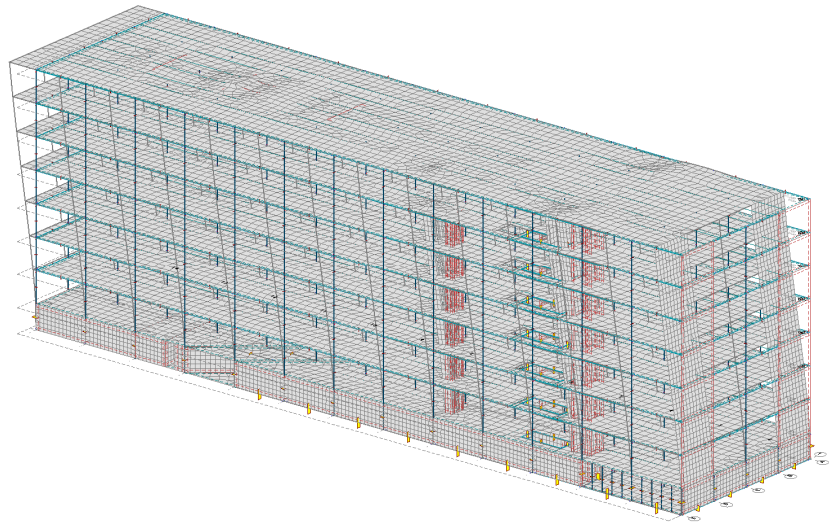
Alt 4:



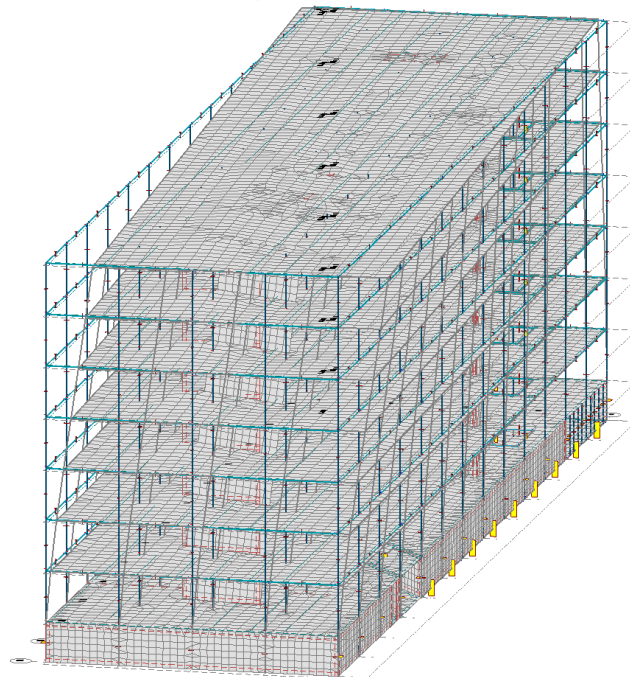
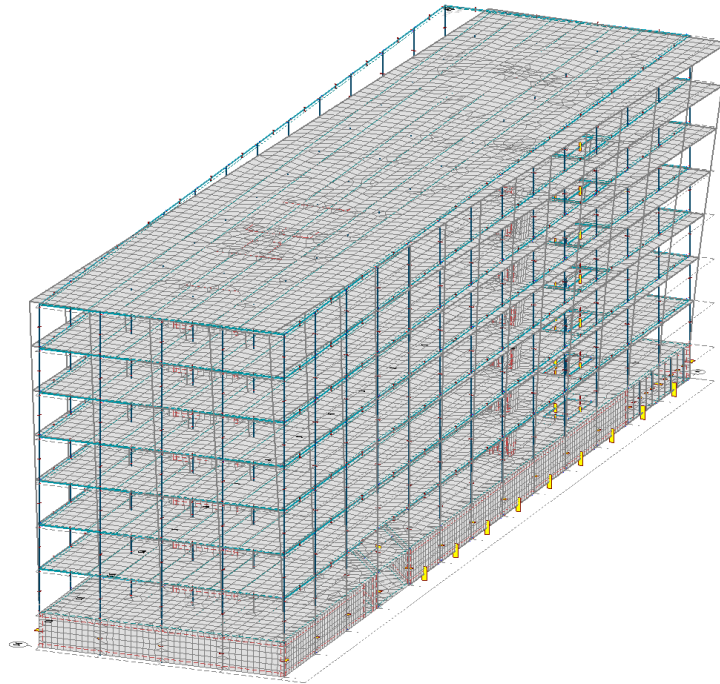
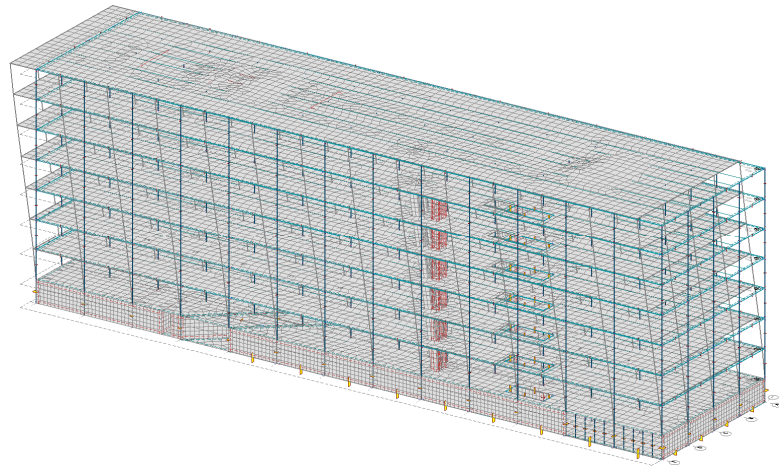
Vedlegg I



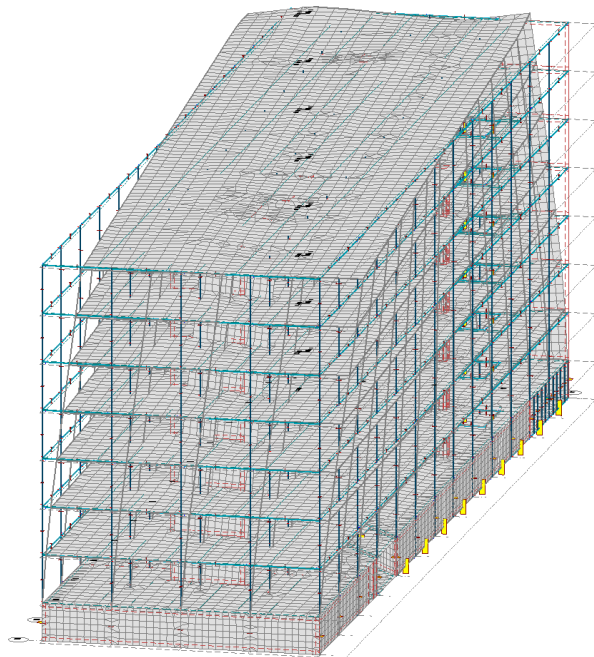
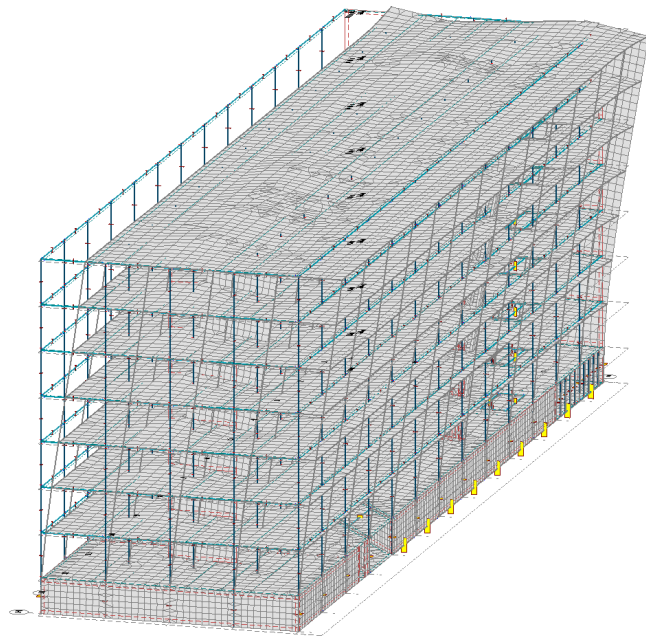
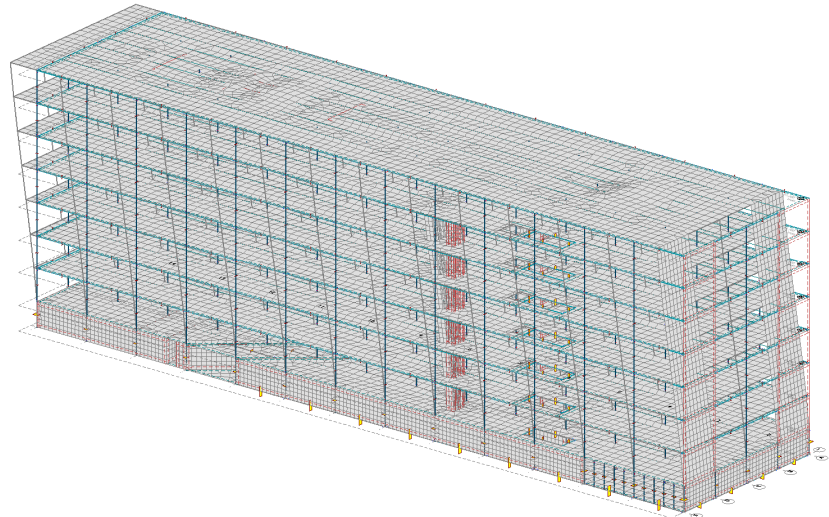
Svingeform 1, 2 og 3 for alternativ 1, skaleringsfaktor 100, 200 og 100.



Svingeform 1, 2 og 3 for alternativ 2, skaleringsfaktor 200, 200 og 100.



Svingeform 1, 2 og 3 for alternativ 3, skaleringsfaktor 200, 100 og 100.



Svingeform 1, 2 og 3 for alternativ 4, skaleringsfaktor 200, 200 og 100.