




HØGSKULEN PÅ VESTLANDET

PROSEDYRE - ENKEL INNFØRING I
AVSTIVNING AV BYGG

INSTITUTT FOR BYGG - VÅR 2020

ERLEND FJØRSTAD, SVEINUNG KALSTVEIT
OG JOHANNES SØRHEIM LILLEFOSSE



Forord

Denne prosedyren er laget som en enkel innføring i avstivningssystem. Prosedyren skal videre gi en grunnleggende forståelse av hvordan en skal forholde seg til seismiske laster. Den har som hovedfokus å forenkle de kravene som standarden har satt og gi råd for gode konstruksjonsmessige løsninger. Det stilles krav til at dimensjoneringsprosessen har kommet til et stadium der byggets vertikale bærende systemer er på plass.

Denne prosedyren skal være til hjelp for plassering av avstivningssystemet, kontrollere konstruksjonen mot jordskjelv, finne kreftene i avstivningssystemet og hva som er viktig å tenke på om en skal ombygge en eksisterende konstruksjon.

INNHOILDSFORTEGNEISE

Forord	1
1. Finne laster og størrelsene på disse	3
2. Plassere det avstivende systemet	4
2.1 Plassering i plan	4
2.2 Plassering i oppriss	5
3. Utelatelseskriterier for seismiske påkjenninger	6
Kriterium I	7
1. Forutsetninger for videre beregning:	8
Kriterium II	8
2. Forutsetninger for videre beregninger:	10
Regularitet i plan	10
Regularitet i oppriss	12
Kriterium III	14
Kriterium IV	17
4. Fordelingen av horisontale krefter	19
Horisontale skiver	19
Vertikale skiver	19
5. Fundamentering	20
6. Ombygging av eksisterende konstruksjoner	20
Referanser:	21

1. Finne laster og størrelsene på disse

For å kunne stive av en konstruksjon må en ha kontroll på kreftene som virker på bygget. Prosedyren henviser her til under hvilke standarder du finner lastene. Man er avhengig av at prosjekteringsprosessen har kommet langt nok til at dimensjonerer, brukergrensesnitt og planløsninger er bestemt. Det er først da man kan finne lastene og bestemme hvor et avstivende system kan plasseres.

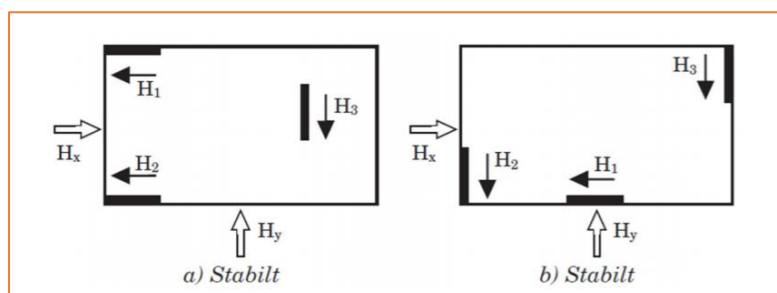
Type last	Beskrivende standard
Egenlast	NS-EN 1991-1-1
Nyttelast	NS-EN 1991-1-1
Snølast	NS-EN 1991-1-3
Vindlast	NS-EN 1991-1-4
Skjevlaster (Betongkonstruksjoner)	NS-EN 1992-1-1

TABELL 1 BESKRIVENDE STANDARDER

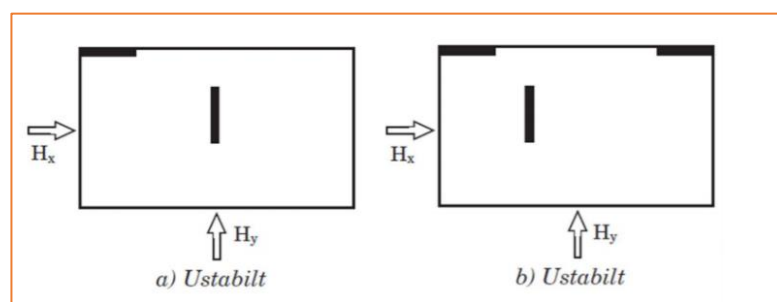
2. Plassere det avstivende systemet

2.1 Plassering i plan

Det er avgjørende for kraftfordelingen til de vertikale skivene at det er tilstrekkelig antall og at de er plassert riktig. Bygget må ha minst tre skiver for å kunne oppnå likevekt ved vilkårlig lastplassering. Et statisk bestemt system som vist på Figur 1 gjør at vi har tre ukjente krefter fordelt på tre avstivende vegger. [1]



FIGUR 1: STABILE PLASSERING AV VERTIKALE SKIVER [1]



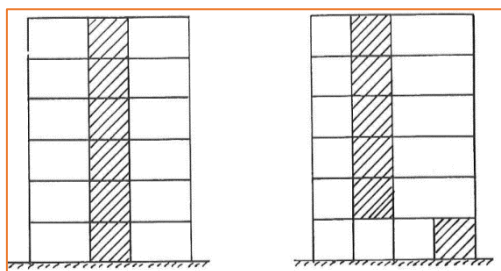
FIGUR 2: USTABIL PLASSERING AV VERTIKALE SKIVER [1]

Nøkkelpunkt for plassering av de vertikale skivene:

- Bruk heissjakter, trappesjakter og betongvegger som allerede er plassert.
- Unngå at skiver i samme retning ligger i samme akse, se Figur 2.
- Plasser evt. de ekstra skivene slik at det dannes et kraftpar som tar rotasjon.

2.2 Plassering i oppriss

For å unngå unødvendig store krefter i konstruksjonen er det hensiktsmessig å plassere de vertikale skivene kontinuerlig i oppriss. Optimal plassering av skivene vil være at de er kontinuerlig fra fundament til toppen av bygningen som vist på Figur 3. Dette vil også være kritisk for å oppnå regularitet i oppriss. Under plassering av de vertikale skivene bør en se på muligheten for å påføre skivene ekstra trykkrefter, ved å fjerne bærende søyler rundt de. Dette resulterer i at vi unngår store strekkrefter i fundamentene, som kan være besparende ved at det trengs færre søyler og mindre strekkarmering i betongen.



Figur 3: Gunstig vertikal skive [1]

3. Utelatelseskriterier for seismiske påkjenninger

Siden Norge defineres som et lavseismisk område, kan flere såkalte utelatelseskriterier fra EK8[2] komme til anvendelse. Når ett av dem er oppfylt, kan videre dimensjonering for seismiske påkjenninger utelates. Det dreier seg om fire kriterier som vil bli gjennomgått i dette kapittelet.

Utelatelseskriterier		Referanse EK8 [2]
(1)	For bygg i seismisk klasse I og lette bygg i tre kan det ses bort fra seismiske laster	NA.3.2.1(5)P
(2)	$a_g \cdot S < 0,05 \cdot g = 0,49 \text{ m/s}^2$	NA.3.2.1(5)P
(3)	$S_d < 0,05 \cdot g = 0,49 \text{ m/s}^2$	NA.3.2.1(5)P
(4)	$F_b < (1,5 \cdot \text{vind} + 1,05 \cdot \text{skjev}) \cdot \left(\frac{Y_{\text{cbrudd}}}{Y_{\text{cDCL}}} \right)$	Pkt. 4.4.1(2) Pkt. 4.3.3.2.2.(1)P

TABELL 2: OVERSIKT OVER UTELATELSESKRITERIER

Sjekk mot utelatelseskriterier:

Utelatelseskriteriene vil bli det første en kontrollerer før man eventuelt må gjennom en fullstendig jordskjelvberegning. Forutsetningen for å kunne beregne jordskjelvkraftene forenklet ved hjelp av utelatelseskriteriene er at konstruksjonen må dimensjoneres i DCL.

Lav duktilitet, DCL stiller et krav om at konstruksjonsfaktoren q er mindre eller lik 1,5. Dette vil gi vesentlige forenklinger av beregningen av jordskjelvkrefter. EK8 [2] setter en øvre grense for at stål- og betongkonstruksjoner skal kunne dimensjoneres for DCL:

$$a_g \cdot S < 2,45 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad \text{NA.3.2.1(4)}$$

Dersom dette kravet ikke er oppfylt vil det ikke lenger være lav seismisitet, og konstruksjonen må dimensjoneres i DCM. Kriterium II, III og IV krever lav duktilitet.

Kriterium I

«For bygg i seismisk klasse I og lette bygg i tre kan det sees bort fra seismiske laster».

Velg riktig seismisk klasse fra Tabell 3. Havner konstruksjoner under klasse I vil dette medføre utelatelse av seismiske beregninger.

Byggverk	I	II	III	IV
Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store				X ¹⁾
Viktig infrastruktur: sykehus, brannstasjoner, redningssentraler, 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)	
Industrianlegg		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 veger 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 veger med høyde over 3 m og støttmurer langs viktige veier (klasse III) benyttes samme seismiske klasse som for vegen eller jernbanen

TABELL 3: OVERSIKT OVER SEISMISK KLASSER [2]

Standardene har ikke noen forklaring på hva som går under kriteriet «lette bygg i tre». Her må det vurderes i hvert tilfelle hva som inngår i en lett trekonstruksjon. Hovedsakelig kan en tenke seg at de fleste trekonstruksjoner som garasjer og eneboliger er definert som lette. Derimot større konstruksjoner som inneholder store elementer av blant annet massivtre vil være å anses som tunge.

Tips: Ved usikkerhet om konstruksjonen er «lett», kan man ta en konservativ kontroll opp mot kriteriet IV. Vindkrefter kan her ofte bli dimensjonerende og bygget utelates allikevel.

1. Forutsetninger for videre beregning:

- Velg konstruksjonsfaktor $q=1,5$. Da kan man:
 - Dimensjonere konstruksjoner i henhold til vanlige materialstandarder.
 - Kontrollere konstruksjonen opp mot utelatelseskriteriene nedenfor.

(Dersom ikke Kriterium I allerede er oppfylt)
-

Kriterium II

Kriterium II om svært lav seismisitet oppfylles dersom:

$$a_g \cdot S = \gamma_1 \cdot (0,8 \cdot a_{g40Hz}) \cdot S < 0,05 \cdot g = 0,49 \frac{m}{s^2} \quad \text{EK8 NA.3.2.1(5)P}$$

Parametere som må bestemmes:

Seismisk faktor γ_1	Bestemmes ut fra seismisk klasse	Tabell NA.4(901)
Bestem a_{g40Hz}	Spissverdi for berggrunnens akselerasjon	Figur NA.3 (901 og 902)
Bestem grunntype, A-E.	Søk eventuelt råd fra geotekniker	Tabell NA.3.1
Bestem S	Forsterkningsfaktor for grunnforholdene	Tabell NA.3.3

På neste side er det utarbeidet tre tabeller som viser hvilke verdier kravet for utelatelseskriteriet II er oppfylt. Den seismiske klassen bygget ligger i, bestemmer hvilken av tabellene man skal bruke.

- **Godkjent** – Videre påvisning for utelatelse er unødvendig
- **Ikke godkjent** – Videre påvisning for utelatelse er nødvendig

Spissverdi for berggrunnens akselerasjon, a_{g40hz}								
Grunntype	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
A	0,16	0,24	0,32	0,4	0,48	0,56	0,64	0,72
B	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
C	0,224	0,336	0,448	0,56	0,672	0,784	0,896	1,008
D	0,256	0,384	0,512	0,64	0,768	0,896	1,024	1,152
E	0,272	0,408	0,544	0,68	0,816	0,952	1,088	1,224

TABELL 4 OVERSIKT OVER SEISMISK KLASSE II, $\gamma = 1,0$

Berggrunnens akselerasjon, a_{g40hz}								
Grunntype	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
A	0,224	0,336	0,448	0,56	0,672	0,784	0,896	1,008
B	0,28	0,42	0,56	0,7	0,84	0,98	1,12	1,26
C	0,314	0,47	0,627	0,784	0,941	1,098	1,254	1,411
D	0,358	0,538	0,717	0,896	1,075	1,254	1,434	1,613
E	0,381	0,571	0,762	0,952	1,142	1,333	1,523	1,714

TABELL 5 OVERSIKT OVER SEISMISK KLASSE III, $\gamma = 1,4$

Berggrunnens akselerasjon, a_{g40hz}								
Grunntype	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
A	0,32	0,48	0,64	0,8	0,96	1,12	1,28	1,44
B	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8
C	0,448	0,672	0,896	1,12	1,344	1,568	1,792	2,016
D	0,512	0,768	1,024	1,28	1,536	1,792	2,048	2,304
E	0,544	0,816	1,088	1,36	1,632	1,904	2,176	2,448

TABELL 6 OVERSIKT OVER SEISMISK KLASSE IV, $\gamma = 2,0$

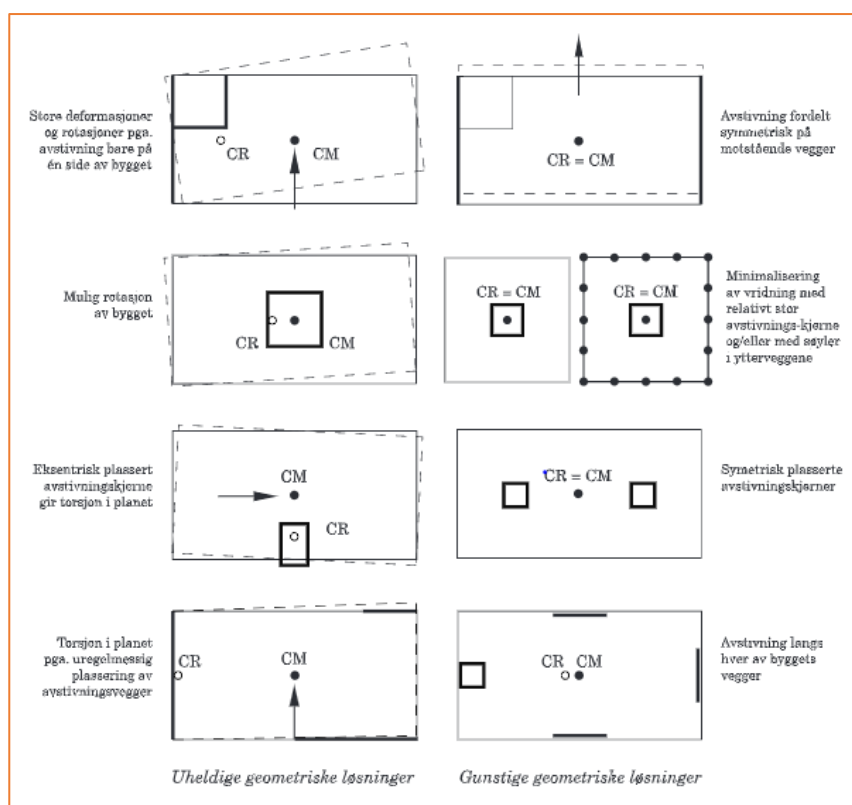
Tips: Ligger en i nærheten av en verdi på 0.49 kan det være hensiktsmessig å forbedre grunnforholdene for å komme inn under kriteriet.

2. Forutsetninger for videre beregninger:

- Foreta en vurdering om bygget tilfredsstillende alle krav til regularitet i plan og oppriss.
- For bygninger som ikke er regulære i oppriss reduseres konstruksjonsfaktoren av referanseverdien multiplisert med 0,8 iht. EK8 [2] punkt 4.2.3.1(7).

Regularitet i plan

Regularitet i plan er beskrevet i EK8 punkt 4.2.3.2 og kan generelt defineres ved at en konstruksjons massesenter og stivhetssenter i plan ligger nær hverandre. Effekten av at disse to sentrene ikke sammenfaller kan være store utilsiktede torsjonskrefter på konstruksjonen.



FIGUR 4 ILLUSTRASJON AV AVSTIVNINGER I PLAN [3]

Følgende krav **må** tilfredsstilles for at bygningen kan kategoriseres som regulær i plan:

- Bygningen må ha et stivhets og massesenter som ligger tilnærmet på hverandre.
- Et inntrukket hjørne eller del på en av sidene kan ikke overskride 5% av gulvarealet så lenge den ikke påvirker gulvets stivhet.
- Gulvets stivhet skal være så stor at fordeling av kreftene i de vertikale konstruksjonsdelene ikke blir påvirket.
- Forholdstallet mellom maksimal lengde og minimal lengde over konstruksjons etasjer skal ikke overskride 4.

For alle etasjer og retningene X og Y skal konstruksjonens eksentrisitet e_0 og torsjonsradiusen r oppfylle to betingelser som uttrykkes under[3]:

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

r-torsjonsradius: Kvadratroten av forholdet mellom torsjonsstivhet og sidestivhet i retningen som vurderes.

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

Denne forenklede formelen kan brukes for rektangulære bygninger:

$$I_s = \sqrt{\frac{(l^2 \cdot b^2)}{12}}$$

Minste tillatte maksimalavstand mellom massesenter og stivhetssenter settes da til:

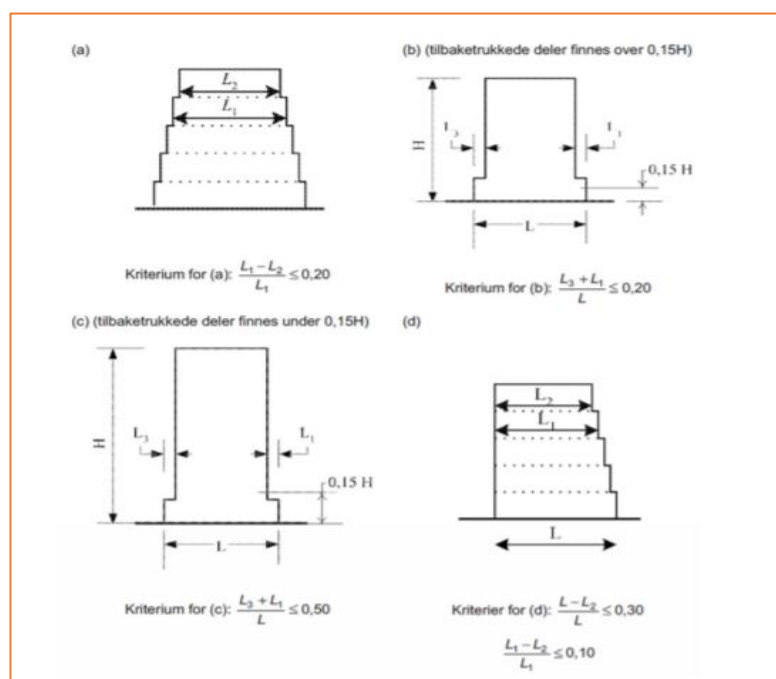
$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot I_s$$

Regularitet i oppriss

Regularitet i oppriss står beskrevet i EK8 punkt 4.2.3.3 og baserer seg på at konstruksjonen må være tilnærmet kontinuerlig i oppriss for både stivhet og masse. En brå endring i plasseringen av avstivningssystemet kan resultere i en konsentrasjon av spenninger i det svakeste leddet.

Bygg som kategoriseres som regulær i oppriss **må** tilfredsstillende følgende betingelser[2]:

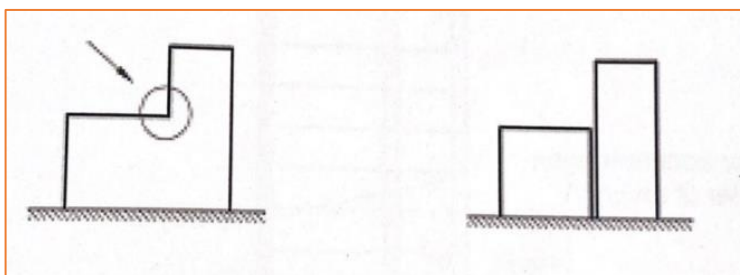
- 1) Alle avstivningssystemer som motstår sidelaster, som kjerner, bærevegger eller rammer skal fortsette uten avbrudd fra fundamentet til toppen av bygningen eller, hvis det finnes tilbaketrunkne deler i forskjellige høyder, til toppen av den aktuelle sonen i bygningen.
- 2) Både sidestivheten og massen av de enkelte etasjene skal forbli konstant eller reduseres gradvis uten brå endringer fra bunnen til toppen av en bestemt bygning.
- 3) I rammeverksbygninger bør forholdet mellom etasjens faktiske motstand og motstanden som kreves ifølge analysen, ikke variere uforholdsmessig mellom tilstøtende etasjer. Murverk i rammer beskrives i 4.3.6.3.2
- 4) Hvis det finnes tilbaketrunkne deler, **må** disse delene innfri kravene under:



FIGUR 5 BETINGELSER FOR INNTRUKNE DELER [2]

- Betingelse (a)
Deler som er tilbaketrukket men symmetrisk om senter av bygget kan ikke reduseres med mer enn 20% av etasjen under.
- Betingelse (b)
For en tilbaketrukket del som finnes over 0,15 av høyden til hovedbæresystemet er begrensningen 20% av det forrige planmålet.
- Betingelse (c)
For en tilbaketrukket del som finnes under 0,15 av høyden til hovedbæresystemet er begrensningen 50% av forrige planmål.
- Betingelse (d)
Om de tilbaketrukne delene ikke er symmetrisk begrenses de til 10% av forrige planmål og maksimalt 30% av nederste planmål.

Takterrasser eller store inntrukne deler i konstruksjonen resulterer ofte i at bygget ikke tilfredsstillende kravene for regularitet i oppriss. Regularitet i oppriss handler om at massen oppover i etasjene ikke skal være ujevn og resultere i uønsket torsjon. En kan derfor justere massen til bygget ved å enten påføre tyngde nær fjernede/inntrukne deler. En kan også lage takoppstikk som takterrasser så lette at de ikke påvirker konstruksjonen i noen stor grad.



FIGUR 6 OPPDELING AV KONSTRUKSJONER [2]

Tips: Figur 6 viser hvordan en bygning kan deles opp ved å bruke fuger. Ved å bruke konstruktive fuger mellom disse konstruksjonene kan ikke horisontale krefter overføres mellom de og disse kan regnes som separate konstruksjoner.

Tips: En kan like gjerne utføre en «Modal responspektrum analyse» med en romlig modell, dersom konstruksjonen ikke:

- er regulær i plan og oppriss
- tilfredsstiller utelatelseskriteriene I og II
- ligger i seismisk klasse II og er under 10 meter høy

→ Program som Fem Design / Robot

Kriterium III

Anvendes dersom dimensjonerende spektrum er under akselerasjonskrav og beregnet med konstruksjonsfaktor $q \leq 1.5$:

$$S_d(T) < 0.05 \cdot g = 0.49 \text{ m/s}^2 \quad \text{EK8 NA.3.2.1(5)P}$$

Når den dimensjonerende akselerasjonen er beregnet fra første egensvingeperiode T_1 er det en forutsetning om at bygningen har en respons som ikke vil bli betydelig påvirket av høyere vibrasjonsformer [3]. Da kan T_1 forenklet beregnes etter **tverrkraftmetoden** som:

Formel 1 - Enkel men konservativ:

1. $T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}}$ [s] (For bygninger opp til 40 meter)

C_t – 0,085 for momentstive romlige stålrammer

0,075 for momentstive romlige betong-rammer og eksentrisk avstivende stålrammer

0,050 for alle andre konstruksjoner

H – Høyden av bygningen fra fundamentet eller fra overkanten av en stiv kjeller i meter

Formel 2 - Noe mer arbeid, men gir ofte høyere T_1 :

$$2. T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad [s]$$

d - Forskyvningen i topp ved følge av gravitasjon-laster påført horisontalt på bygningen, i meter.
- En må også merke seg at man får ulik verdi av egensvingeperioden i de to ortogonale retningene som vurderes (x- og y- retning). Begge må vurderes ved bruk av formel 2.

(Denne forskyvningen beregnes ved å finne egenlasten til konstruksjonen og plassere denne som en linjelast på det avstivende systemet. Dette gir en forskyvning i toppen av konstruksjonen som er uttrykt med variabelen, d. V-skive av Ove Sletten er et passende beregningsprogram for en slik utrekning)

Tips: Da standarden ikke krever at det brukes begge formlene, kan det være gunstig å bruke den formelen som gir høyeste egenperioden. Da får man den laveste verdien for $S_d(T)$, for deretter å kunne ha mulighet for å oppfylle utelatelseskriteriet III.

Tverrkraftmetoden benyttes for bygninger som oppfyller følgende betingelser:

- Har regularitet i oppriss og plan, eventuelt kun oppriss og er mindre enn 10 meter høyt og i Seismisk Klasse II.
- Den første egensvingeperioden T_1 skal være mindre enn 2,0 s og $4 \cdot T_C$ (EK8 pkt.4.3.3.2.1)

- Finn verdiene for T_B , T_C og T_D vist i Tabell 7 nedenfor.

Grunntype	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,10	0,25	1,5
B	1,25	0,10	0,30	1,5
C	1,4	0,15	0,35	1,5
D	1,6	0,15	0,45	1,5
E	1,7	0,10	0,35	1,5

TABELL 7 TAB NA.3.3 I EK8: VERDIER FOR PARAMETERE SOM BESKRIVER DE ANBEFALTE ELASTISKE RESPONSSPEKTRENE [2]

- Finn formel for dimensjonerende spektrum $S_d(T)$ avhengig av verdien på T_1 i EK8 3.13 – 3.16

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.15)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.16)$$

Dersom $S_d(T) < 0.05 \cdot g = 0.49 \frac{m}{s^2}$ er utelatelseskriteriet 3 gyldig.

Tips: Gjennomføres beregningen av $S_d(T)$ ved hjelp av formelen

$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d}$, kan det være hensiktsmessig «myke» bygget opp for å få en større d . Dette gjøres ved å nedjustere avstivingen slik at svingetiden blir forlenget. Husk å kontrollere forskyvningene for vind, og kravene for maksverdi av T_1 .

Kriterium IV

Forutsetninger:

- Bygning befinner seg i Seismisk Klasse II eller III.
- Innehar regularitet i oppriss og plan.
- Konstruksjonsfaktor $q \leq 1,5$.

Utelatelse inntreffer dersom kombinasjonen av vind- og skjevlasten er større enn horisontallasten som kommer av jordskjelv:

$$F_b < (1.5 \cdot \text{vind} + 1.05 \cdot \text{skjev}) \cdot \left(\frac{\gamma_{c\text{brudd}}}{\gamma_{c\text{DCL}}} \right) \quad \text{EK8. 4.3.3.2.2(1-3)}$$

F_b – Horisontalkraft på grunn av jordskjelv ved overkant mark

$\gamma_{c\text{Brudd}}$ – Materialfaktor for betong i bruddgrense

$\gamma_{c\text{DCL}}$ – Materialfaktor for betong i ulykkesgrense

- $F_b = m \cdot S_d(T) \cdot \lambda$

Finn horisontalkraften F_b på grunn av jordskjelv ved OK mark. Den er avhengig av:

- Korreksjonsfaktor λ der verdien er lik = 0,85 hvis $T_1 \leq 2 \cdot T_C$ og bygningen har mer enn to etasjer, ellers $\lambda = 1,0$.
- $S_d(T)$ fra kriteriet III.
- Massen m (kg) for seismiske beregninger:
 - Byggets masse / egenlast
 - Permanent andel av eventuelt jordtrykk
 - 20% av maksimal snølast
 - Permanent andel av nyttelast:

Boliger	Kontorer	Forsamlingslokale	Butikker	Lager
0,3	0,3	0,6	0,6	0,8

TABELL 8: PERMANENTE LASTANDEL AV NYTTELASTER [3]

- Skjevstillingslast for seismisk beregning står beskrevet EK2-1-1, punkt 5.2. Denne lasten beregnes ut fra massen til bygget og det geometriske byggeavviket.
- Beregn den samlede skjærkraften som oppstår fra vind ved overkant mark eller toppen av stiv kjeller.

Kriteriet IV er oppfylt dersom skjærkraften fra vind- og skjevlast med tilhørende lastfaktorer ved overkant mark er større enn skjærkraften fra jordskjelv. Dette må forekomme for begge ortogonale retninger.

Tips: Er F_b marginalt større enn vind og skjevlasten kan det være hensiktsmessig å justere vindlasten opp for at utelatelseskriteriet innfris. Dette resulterer i at en unngår arbeidet ved å dimensjonere for et ekstra lasttilfelle.

Dersom en nå ikke har kommet seg innenfor noen av utelatelseskriteriene, må jordskjelvkraftene beregnes og dimensjoneres for, i kombinasjon med andre laster.

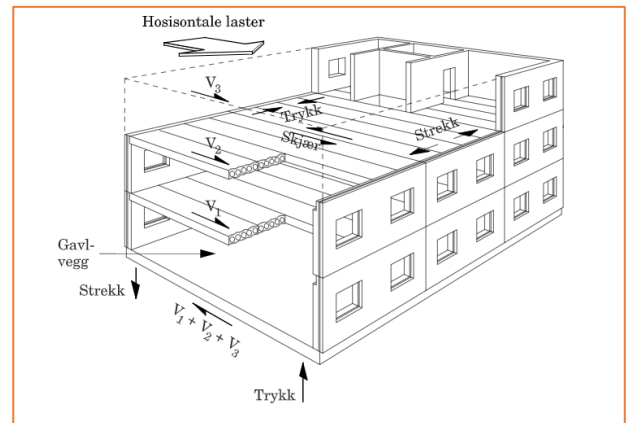
Det finnes flere beregningsmetoder for etablering av den seismiske påvirkningen [3]:

- Tverrkraftmetoden - EK8-1 Pkt. 4.3.3.2
- Modal responspektrumanalyse - EK8-1 Pkt. 4.3.3.3
- Ikke-lineær statisk analyse – EK8-1 Pkt. 4.3.3.4.2
- Ikke-lineær tidshistorieanalyse – EK8-1 Pkt. 4.3.3.4.3

4. Fordelingen av horisontale krefter

Horisontale skiver

Når en har bestemt de horisontale kreftene som oppstår på konstruksjonen må disse videreføres til de vertikale skivene. Kraftene går da igjennom dekket, som fungerer som en horisontal skive (se Figur 7). Dimensjonering av de horisontale skivene vil ikke bli gjennomgått videre da valg av dekketype er individuelt for hver konstruksjon.



Figur 7: Oversikt over kraftfordeling i skivesystem [1]

Tips: Beregnes uansett kapasiteten til å være for lav, kan disse tiltakene vurderes:

- Øke dimensjonen på dekket.
- Støpe en konstruktiv påstøp som forsterkning på hulldekker.
- Øke bredden til de vertikale skivene slik at lastflaten til dekket øker.

Vertikale skiver

Videre skal de vertikale skivene fordele kreftene ned til fundamentene. Fordelingen av kreftene er avhengig av antallet, stivheten og plasseringen av de vertikale skivene. Denne fordelingen kan beregnes for hånd, men er en tung og omfattende prosess. Beregningen kan enkelt gjennomføres i beregningsprogram som V-skive. Det oppstår fort store momenter i de vertikale skivene. Dette resulterer i store strekkrefter som kan være ødeleggende for fundamentene. Dette kan unngås ved å føre kreftene til dekkene inn på de vertikale skivene.

Tips: For å hente kreftene fra dekkene kan man fjerne de bærende søylene rundt de vertikale skivene. Da reduserer man strekkreftene som treffer fundamentet.

5. Fundamentering

Fundamentet til konstruksjonen må dimensjoneres for å ta imot de vertikale og horisontale kreftene som oppstår. Valg av fundament er avhengig av flere faktorer som grunnforhold, type konstruksjon og fordelingen av kreftene. Fundamentet kan bli utsatt for ulike krefter som:

- Trykkrefter fra den bærende konstruksjon.
- Strekkrefter fra den avstivende konstruksjon.
- Horisontale krefter fra vind og jordskjelv.

Det er viktig å holde kontroll på disse kreftene og forstå effekten ved å forandre på konstruksjonen ut i byggeprosessen. Dette kan være kritisk om fundamentene allerede er støpt.

6. Ombygging av eksisterende konstruksjoner

Eksisterende konstruksjoner trenger ikke forsterkes om ombyggingen følger noen krav:

- Ombyggingen påvirker ikke konstruksjonen i en slik grad at sannsynligheten for brudd øker betydelig.
- Fremstår konstruksjoner eller deler av den som ny etter ombyggingen må de aktuelle delenes kapasitet påvises.
- Det ikke påvises noen tidligere skader fra seismiske laster på det avstivende systemet.

Hold ombyggingen utenfor det avstivende systemet. Kontroller at det avstivende systemet ikke har blitt utsatt for tidligere skader. Begrens ombyggingen til at den ikke går under punktet «fremstår som ny».

Det beskrives i EK8-3 NA.2.1(2) at:

«Forsterkning av eksisterende konstruksjoner som ikke har vært utsatt for jordskjelv 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.»

RIF forklarer dette litt enklere i sin Veileder til NS-EN 1998-3 3.2:

«Bygg som ikke har vært utsatt for jordskjelvskaide, kreves bare forsterket når sannsynligheten for sammenbrudd av bærekonstruksjonen ved jordskjelv øker betydelig på grunn av de endringer som foretas.»

EK8-3 forklarer videre i samme punkt:

«Der endringene er så omfattende at konstruksjonen etter ombygging i stor grad framstår som ny, påvises tilstrekkelig kapasitet etter bestemmelsene i de aktuelle delene av NS-EN 1998.»

Referanser:

- [1] Betongelement foreningen, *Avstivning og kraftoverføring*, Bind B. utg. 2016.
- [2] *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 1: Almenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.*, NS-EN 1998-1: 2004+NA:2008, 2008. Tilgjengelig, Hentet:
- [3] Ø. Løset et al., *Dimensjonering for JORDSKJELV*. Oslo: RIF Rådgivende Ingeniørers Forening, 2010.