

NAWSARH – FORPROSJEKT RYGGE

NOTAT VEDR. PROSJEKTERING FOR SEISMISKE PÅVIRKNINGER

ADRESSE COWI AS
Karvesvingen 2
Postboks 6412 Etterstad
0605 Oslo
TLF +47 02694
WWW cowi.no

RIB – NOTAT NR. 5

INNHold

1	Innledning	2
2	Forutsetninger	3
3	Utelatelseskriterier	7
4	Lav seismisitet	8
5	Fundamenter	9
6	Bistand fra RIG	10
7	Utforming av bygget	11
8	Analysemetoder	13
9	Referanser	15

OPPDRAGSNR. A054651
DOKUMENTNR. RIB-005
VERSJON 01
UTGIVELSESDATO 16.02.2018
UTARBEIDET thst
KONTROLLERT shov
GODKJENT shov

1 Innledning

Notatet er å betrakte som et grunnlag for videre prosjektering av hangarer/ verksted og støttefunksjoner for redningshelikopter på Rygge i forbindelse med seismisk påvirkning.

Som basis for prosjekteringen gjelder Eurokode 8: del 1 [1] og Eurokode 8: del 5 [2], "Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning".

Formålet med koden (standarden), i tilfelle jordskjelv, er å sikre at:

- menneskeliv beskyttes;
- skadeomfanget begrenses og byggverk som er viktige for å beskytte sivilbefolkningen forblir operative.

- Bygningen kan karakteriseres som en redningssentral iht. NA.4(902) [1]. Dette er konstruksjoner med funksjon som må være operativt under og etter en jordskjelvkatastrofe. Dette vil også de tekniske fagene måtte ta hensyn til i sin prosjektering.

Det vil i det videre arbeidet være nødvendig å trekke inn RIG for bestemmelse av jordparametere og eventuell bistand i forbindelse med konstruksjoner i bakken, slik som fundamenter, jordtrykksvegger og stabilitet av grunnen. Dette er beskrevet i kapittel 6.

2 Forutsetninger

2.1 Grunnleggende krav

Konstruksjoner i seismiske områder skal dimensjoneres og oppføres slik at de oppfyller krav til motstand mot sammenbrudd med tilstrekkelig grad av pålitelighet.

Den dimensjonerende seismiske påvirkningen er knyttet til et jordskjelv med en referansesannsynlighet for overskridelse i løpet av 50 år eller en referansereturperiode og en seismisk faktor som tar hensyn til varierende grad av pålitelighet.

For Norge er disse verdiene definert som:

- Jordskjelv med returperiode 475 år, 10 % sannsynlighet for overskridelse i løpet av 50 år med seismisk faktor lik 1.0.

Seismisk klasse og tilhørende seismisk faktor er behandlet i 2.5.

Den seismiske faktoren skalerer opp jordskjelvet dvs. at man beregner for et skjelv med større returperiode enn 475 år.

$\gamma_1 = 2.0$ tilsvarer et jordskjelv med returperiode ca. 2500 år.

$\gamma_1 = 1.0$ tilsvarer en returperiode 475 år.

2.2 Identifisering av grunntype

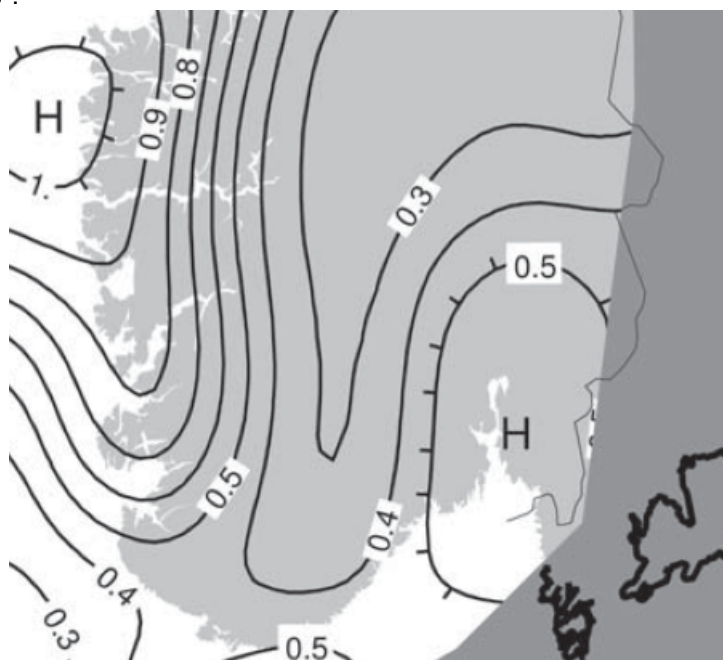
Grunntype er bestemt i geoteknisk notat [4]. Denne velges lik A, med tilhørende forsterkningsfaktor 1,0.

2.3 Konstruksjonsfaktor q

Konstruksjonsfaktoren skal, for dimensjonering iht. reglene for lav duktilitet, DCL, velges mindre el. lik 1,5. Ved bygninger som ikke tilfredsstillt kravene til regularitet i oppriss iht. 4.2.3.3 skal konstruksjonsfaktoren gis en redusert verdi ved å multiplisere referanseverdien med 0,8 iht. 4.2.3.1.

2.4 Spissverdi for berggrunnens akselerasjon

Spissverdien for berggrunnens akselerasjon, a_{g40Hz} er gitt i NA.3.2.1. a_{g40Hz} settes til $0,55m/s^2$.



2.5 Faktor for seismisk klasse

Verdier for seismisk faktor avhenger av seismisk klasse og er gitt i NA.4.2.5. Seismisk klasse settes til IV og tilhørende seismisk faktor settes til 2,0.

Seismisk klasse for adskilte bygg kan settes lavere dersom seismisk påvirkning på disse byggene ikke påvirker bygning med høyere klasse eller viktige funksjoner etter et jordskjelv.

2.6 Dimensjonerende grunnakselerasjon

Dimensjonerende grunnakselerasjon bestemmes for grunntype A og er gitt som

$$a_g = 0,8 \times a_{g40Hz} \times \gamma_1 = 0,88 \frac{m}{s^2}$$

2.7 Forsterkningsfaktor for grunnforholdene

Forsterkningsfaktor for grunntype A er gitt i tabell NA.3.3 til 1,0

2.8 Knekkpunktene i responsspekteret

Knekkpunkter for dimensjonerende responspekter er gitt i tabell NA.3.3. For grunntype A er disse gitt som

Grunntype	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,10	0,20	1,7

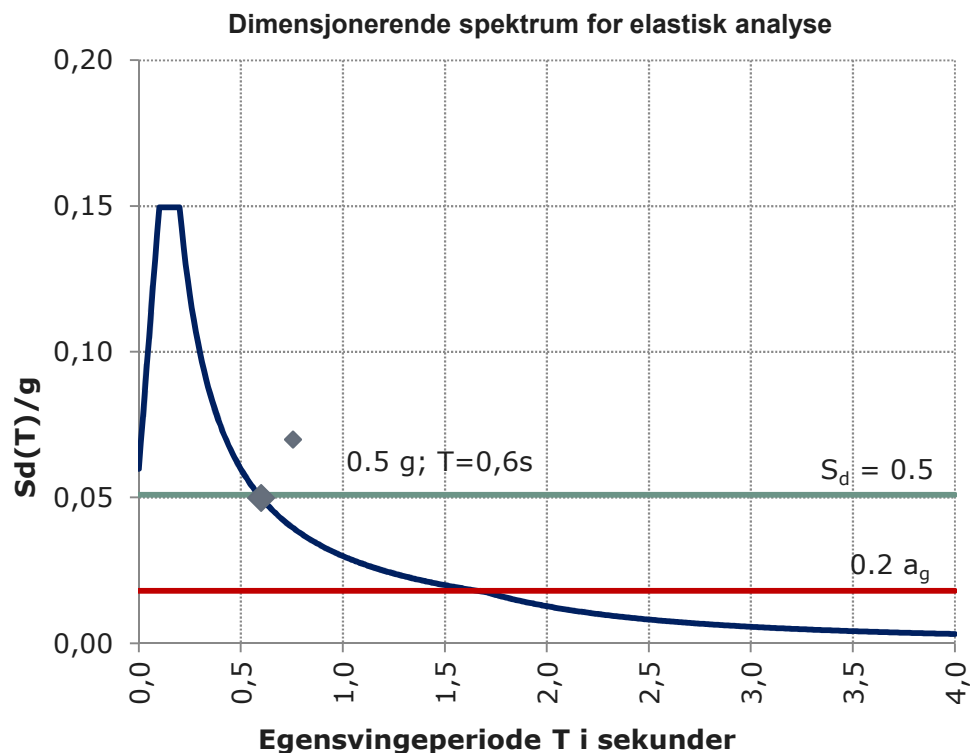
2.9 Byggets egensvingeperiode

Byggets egensvingeperiode, T , er perioden for konstruksjonens frie svingning, eller perioden konstruksjonen vil svinge med når den settes i bevegelse.

En øvre grense for egensvingeperioden vil gis av nødvendig stivhet for vindkrefter med maksimal tillatt forskyvning som brukbarhetskriterium.

2.10 Dimensjonerende responspekter

Dimensjonerende responspekter $S_d(T)$ gis av grunntype A, faktor for seismisk klasse $\gamma_1 = 2,0$, konstruksjonsfaktor $q = 1,5$ og dimensjonerende grunnakselerasjon $a_g = 0,55 \text{ m/s}^2$. Maksimal akselerasjon fås ved $T < 0,2 \text{ s}$, $S_d(0,2) = 1,47 \text{ m/s}^2$.



2.11 Masse i seismiske beregninger

Byggets masse er viktig for de egenperiodene som beregnes for bygget og for de kreftene som oppstår på grunnivå fra jordskjelvet. Ved vurdering av antall moder som er nødvendig for å oppnå 90% kriteriet skal det bare tas med masser over terrengnivå eller stiv kjeller. For vurdering av kraftoverføring mellom fundament og grunn må fundamentmassene legges til.

Massene settes lik den som tilsvarer byggets egenvekt og permanente laster. Den permanente andelen av nyttelasten settes lik 0,3 (Kontorbygg). Ved beregninger vha. tverrkraftmetoden benyttes hele massen på første egenperiode.

2.12 Lastkombinasjoner

Jordskjelv er en ulykkeshendelse. Ulykkeslasten skal kombineres med andre laster i henhold til NS-EN 1990, Tabell NA.A1.3 [3]. Lastfaktorene er gitt i tabellen nedenfor.

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

Lastfaktor for dominerende variabel last settes til 0,3.

Andre variable laster:

Vindlaster regnes ikke samtidig med jordskjelv.

Snølaster inkluderes med 20% av maksimalverdi.

2.13 Materialfaktorer

Verdiene for partialfaktorene γ_c og γ_s , hhv. betong og stål, er gitt i tabell NA.5(901)

Tabell NA.5(901) – Verdier for partialfaktorene γ_c og γ_s

	DCL	DCM	DCH
γ_c	1,2	1,5	1,5
γ_s	1,0	1,15	1,15

2.14 Kombinasjon av lastvirkninger i ortogonale retninger

Jordskjelvet skal forutsettes å virke i enhver retning. I analysen kan dette tas hensyn til ved å påføre den dimensjonerende seismiske påvirkningen langs alle relevante hovedretninger og deres ortogonale horisontalretninger. For bygninger med bærende bygningsdeler i to retninger vinkelrett på hverandre skal disse retningene anses som de relevante retningene.

Dersom ikke mer nøyaktige modeller for å bestemme de resulterende komponentene av lasten i hver av byggets hovedretninger brukes kan lastvirkningene beregnes ved bruk av kombinasjonene:

$$E_{Edx} + 0,3E_{Edy} \text{ og } 0,3E_{Edx} + E_{Edy}$$

Fortegnet for hver av komponentene skal settes til å være den mest ugunstige for den aktuelle lastretningen.

3 Utelatelseskriterier

NA.3.2.1 [1] setter kriterier for når påvisning av sikkerhet etter NS-EN 1998 kan utelates.

Følgende utelatelseskriterier er definert under dette punktet:

- › Svært lav seismisitet
Ikke oppfylt.
- › Konstruksjonstype
Ikke oppfylt.
- › Dimensjonerende spektrum
Dersom $S_d(T) < 0,05 \text{ g} = 0,49 \text{ m/s}^2$ beregnet med konstruksjonsfaktor $q \leq 1.5$ og byggets egenperiode er beregnet uten reduksjon i stivhetsegenskapene etter 4.3.1(7) og som fast innspent i grunnen.
Ikke oppfylt.
- › Størrelse på krefter
Dersom skjærkraften for dimensjonerende seismiske lastkombinasjoner på grunnnivå er mindre enn de fra andre relevante lastkombinasjoner, kan ytterligere kapasitetskontroll for jordskjelv utelukkes. I tillegg må kravene i pkt. 2.2.4.1(1) og (4) samt 2.2.4.2 og 2.2.4.3 [1] være oppfylt.
Ikke oppfylt.

Konklusjon: Bygget må dimensjoneres for jordskjelv.

4 Lav seismisitet

Iht. NA.3.2.1(4) kan byggverk dimensjoneres etter bestemmelser gjeldende for lav seismisitet dersom $a_g S < 0,98 \text{ m/s}^2$ og konstruksjonsfaktoren q ikke benyttes med høyere verdi enn 1,5. For byggverk i stål eller betong eller samvirkekonstruksjoner av disse materialene kan grensen økes til $a_g S < 2,45 \text{ m/s}^2$ forutsatt at byggverket i tillegg kontrolleres for beregnede seismiske lastvirkninger også om skjærkraft ved fundamentnivå pga. jordskjelv er mindre enn for de øvrige kombinasjoner av laster. I dette tilfellet er $a_g S = \gamma_1 (0,8 a_{g40Hz}) S = 2,0 \cdot 0,8 \cdot 0,55 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1,0 = 0,88 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$

Dvs. at det kan dimensjoneres etter bestemmelser gjeldende for lav seismisitet gitt de over nevnte forutsetningene.

5 Fundamenter

Fundamenter skal beregnes – og dimensjoneres etter regler gitt i [2] i tillegg til dimensjonering for ordinære statiske brudd- og ulykkeslaster.

Iht. 5.3.2 [2] skal horisontalkrefter fra seismiske påvirkninger overføres til grunn gjennom følgende mekanismer:

- › Skjærmotstand mellom grunn og underkant fundament
- › Skjærmotstand mellom grunn og vertikale sider av fundament
- › Jordtrykk mot fundamentenes sidekanter

En kombinasjon av disse mekanismene tillater 30 % av fullt mobilisert passivt jordtrykk samtidig med utnyttet skjærmotstand.

Jordlag som antas å gå i flytning eller vil få betydelig degradering av styrke under jordskjelv skal sees bort fra i vurdering av sidestøtte og lastopptak.

Bygningen planlegges direktefundamentert og iht. geoteknisk rapport [4] er grunntype vurdert til A.

6 Bistand fra RIG

Bistand av geoteknisk kompetanse behøves for følgende vurderinger:

- › Bestemmelse av grunntype etter NS-EN 1998 og eventuelle topografiske forsterkende virkninger
- › Bestemmelse av dynamisk jordtrykkstillegg på vegg som følge av jordskjelv
- › Vurdering av fundamenteringsløsning, herunder opptak av krefter vertikalt og horisontalt som følge av seismiske påvirkninger. Av dette følger også effekter av jord-konstruksjonssamvirke og jord-fundament-konstruksjonssamvirke
- › Vurdering av fundamentstivhet forenklet til lineær fjærstivhet for analyse av konstruksjon i samråd med RIB

7 Utforming av bygget

Det er god praksis å utforme bygget på en enkel og regelmessig måte. I dette ligger plassering og utforming av bygningens avstivende konstruksjoner. De seismiske kreftene er ofte svært store og uheldige konstruktive løsninger kan bidra til å gjøre disse kraftpåvirkningene større enn nødvendig. Generelt bør lastene ha en forutsigbar, enkel og direkte "føringsvei" til lastopptakende fundamenter.

7.1 Regularitet

Dersom forenklinger i analyse skal benyttes, enten ved bruk av plane modeller eller forenklet responsspektrumanalyse, tverrkraftmetode, settes det krav til konstruksjonens regularitet i plan og oppriss. Kriteriene bør uansett vurderes som god praksis til utforming av bygget selv om det skal utføres avanserte analyser.

Kriteriene er gitt i 4.2.3.2 og 4.2.3.3 [1].

7.1.1 Regularitet i plan

- › Bygget skal være tilnærmet symmetrisk om to ortogonale akser med hensyn på sideveis avstivingsystem og bygningens masse.
- › Inntrukne hjørner og – eller utsparinger i kant skal reduseres til et minimum – og ikke påvirke gulvets stivhet i planet.
- › Forholdet mellom bredde og lengde av bygget skal ikke overskride 4 og bør ikke overskride 2,5.

4.2.3.2(6) gir metoden for å vurdere bygningens regularitet i plan.

7.1.2 Regularitet i oppriss

- › Alle avstivende konstruksjoner skal føres uavbrutt fra fundament til topp av bygningen.

- › Byggets avstivende konstruksjoner skal ha lik stivhet i alle etasjer eller jevnt økende stivhet mot fundament. Avstivingssystemet bør ikke ha store (brå) endringer av stivhet mellom etasjer.
- › Det bør unngås store massekonsentrasjoner mot bygningens øvre etasjer.

7.2 Inndeling av bygget

Der bygningen ikke fullt tilfredsstillende kravene til regularitet eller hvor det er hensiktsmessig pga. gevinst av reduserte krefter fra seismiske påvirkninger eller større forutsigbarhet i bygningens oppførsel pga. lastene bør bygningen deles i uavhengige dynamiske enheter hvor den enkelte enhets bevegelser ikke påvirker tiliggende enheter. Dette gjøres ved å angi fuger med tilstrekkelig stor størrelse til at beregnede bevegelser kan skje uhindret. Regler er gitt i 4.4.2.7.

Det bør tilstrebes å avgrense hver enhet slik at kriteriene til regularitet ivaretas.

8 Analysemetoder

Referansemetoden for bestemmelse av de seismiske virkningene etter Eurokode 8 er den modale responspektrumsanalysen med lineær-elastisk modell og dimensjonerende spektrum som gitt tidligere.

Det kan, avhengig av byggets egenskaper, benyttes to typer lineær-elastiske analyser:

- > Tverrkraftmetoden
- > Modal responspektrumanalyse

Ikke-lineære metoder:

- > Ikke-lineær statisk analyse "push-over-analyse"
- > Ikke-lineær tidshistorieanalyse

I normale bygningskonstruksjoner er lineær-elastiske metoder mest aktuelle.

Analysens omfang og kompleksitet bestemmes av konstruksjonens regularitet

Regularitet i plan			
Ja		Nei	
Plan modell		Romlig modell	
Regularitet i oppriss			
Ja	Nei	Ja	Nei
Tverrkraft- metoden	Modal responspektrum	Tverrkraft- metoden	Modal responspektrum

Både tverrkraftmetoden og modal-responsspektrumsanalysen er basert på en-frihetsgradssystem. I tverrkraftmetoden ser man på den første svingemoden tilhørende den dominerende egenperioden til bygget. I modal-responsspektrumanalysen beregnes et fler-frihetsgradssystem og resultatene kombineres til et sett med uavhengige ekvivalente en-frihetsgradssystemer tilhørende hver sin svingemode/egenperiode og tilhørende medsvingende masse. Begge metodene er lineært-elastiske, dvs. at man kan benytte superposisjonsprinsippet og duktiliteten – evne til energiopptak – er ivaretatt med q -faktoren direkte i responsspekteret.

Modal responsspektrumsanalysen anvendes på bygg som ikke tilfredsstillt krav for benyttelse av tverrkraftmetoden, blant annet krav til regularitet. I innledende faser vil det likevel gi tilstrekkelig sikkert resultat å benytte tverrkraftmetoden.

I konstruksjoner som omfattes av kravet til å hensynta jord-konstruksjon-samvirke, her kinematiske krefter på fundamenter og treghetskrefter fra hele konstruksjonen, må valgt analysemetode tilpasses dette.

For prosjekt NAW SARH Rygge bør det vurderes å utføre en romlig modal-spektrumanalyse gitt planutkast med konsentrerte stivheter i en ende av bygningen samt avbrutte skiver og nivåendringer.

9 Referanser

- [1] NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 – Eurokode 8 del 1
- [2] NS-EN 1998-5:2004+NA:2014 – Eurokode 8 del 5
- [3] RIF – Dimensjonering for jordskjelv – veileder til Eurokode 8, 2010
- [4] Geoteknisk notat NOT-RIG-022