



UIT

NORGES
ARKTISKE
UNIVERSITET

Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi

Konstruksjonsmekaniske virkninger av raslaster

Dynamiske effekter av steinspranglaster på rasoverbygg. Nasjonale og internasjonale retningslinjer for bestemmelse av steinspranglaster. Dimensjonering av rasoverbygg.

Milad Haidari

Masteroppgave i [Integrert bygningsteknologi] ... Mai 2017





<i>Tittel:</i> Konstruksjonsmekaniske virkninger av raslaster Dynamic effects of Rock falls on protection galleries (rock sheds)		<i>Dato:</i> 15.05.2017
		<i>Gradering:</i> (Åpen)
<i>Forfatter:</i> Milad Haidari		<i>Antall sider:</i> 90
		<i>Vedlegg:</i> 7 stk.
<i>Fakultet:</i> Ingeniørvitenskap og teknologi	<i>Institutt:</i> Bygg, energi og materialteknologi - Master Integrert bygningsteknologi	
<i>Veileder:</i> Prof. Hung Thanh Nguyen		
<i>Oppdragsgiver:</i> Sweco Norge AS	<i>Oppdragsgiver kontaktperson:</i> Dr. Ing. Geir Horrigmoe	

Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi
Institutt for bygg, energi og materialteknologi

Sammendrag

I fjellrike land som Norge, er skred av ulike former et vanlig naturfenomen. Mange av landets veier og jernbanelinjer er bygget i områder der det kan forekomme snøras, jordskred og steinsprang. For å eliminere trafikklfare ved utrasing av blokker eller stein, jord- eller snøskred, bygges rasoverbygg og portalbygg.

I den innledende del av oppgaven har det blitt gjennomført et litteraturstudium. Dette for å gi en bedre innsikt i ulike utforminger av rasoverbygg og virkemåten av slike konstruksjoner. Den viktigste målsetningen med litteraturstudiet har vært å introdusere nasjonale og internasjonale retningslinjer eller veiledninger for fastsettelse av konkrete verdier for steinspranglast. Slike laster fra steinsprang som blir betraktet som svært impulsive vil ha dynamiske virkninger og medføre at underliggende konstruksjoner utsatt for slike dynamiske impulslaster oppføre seg veldig annerledes i forhold til statiske laster.

I mange tilfeller blir den dynamiske impulslasten fra steinsprang konvertert til en ekvivalent statisk last, på grunn av dempningsmaterialer som blir brukt som et beskyttelseslag på taket av overbygg.

Dermed finnes mange ulike metoder for å konvertere den dynamiske lasten om til en ekvivalent statisk last på i ulike land, ut ifra geografiske begrensninger og materialeegenskaper til beskyttelseslaget.

Siden den dynamiske effekten av impulslaster er et så komplisert fenomen, er det i mange situasjoner tilstrekkelig å kun dimensjonere rasoverbygg ut ifra den ekvivalent statiske lasten, så lenge det blir tatt hensyn til effekten fra den dynamiske delen av denne lasten. En forenklet metode er å finne den dynamiske forstørrelsesfaktoren, det vil si tilleggs-bidraget fra den dynamiske effekten som multipliseres med den statisk ekvivalente lasten.

I denne masteroppgaven har den ekvivalent statiske lasten fra Japanske, Italienske og Sveitsiske retningslinjer blitt introdusert. Disse landene som har forsket mye på dette området har utviklet formler som tar for seg de parameterne som inngår for å kunne konvertere dynamiske impulslaster om til ekvivalent statiske.

Jernbaneverket bygger for tiden krysningsspor på Ofotbanen ved Djupvik. Det bygges en tunnel i et område hvor det kan forekomme ras. I østre ende av tunnelen skal det bygges et rasoverbygg (Rasoverbygg øst). I den sammenheng, på bakgrunn av resultater fra litteraturstudiet har statisk og dynamisk raslast for Rasoverbygg øst blitt bestemt.

Videre har taket av Rasoverbygg øst blitt dimensjonert. Her har systemet blitt forenklet om til et system med en frihetsgrad. Permanente og variable laster som virker på overbygget og aktuelle lastkombinasjoner som inneholder steinspranglasten har blitt bestemt i samsvar med Norsk Standard.

Abstract

In mountainous countries like Norway, many roads and railways are built in areas where avalanches, landslides and rockfalls are a common nature phenomenon. In order to eliminate danger, rock-sheds and protection galleries are built.

The introductory part of this assignment, presents a study that was conducted to give a better insight into different methods of designing of rock-sheds and the characteristics of such constructions. The focus of the study is to present national and international guidelines for determining the loads from rockfalls, which are considered highly impulsive. Underlying structures subjected to impulsive/dynamic loads will behave in a different manner than if they are subjected to static loads.

In many cases, the impulsive loads from rockfalls are converted into an equivalent static load, due to the damping materials used as a protective layer on the roof of the shed. Thus, there are many different methods for converting the dynamic load into an equivalent static load in different countries, depending on geographical constraints and the material properties of the protection layers.

Since the dynamic effect of impulsive loads is so complex, many times it is sufficient to only design the shed for the equivalent static load, as long as the dynamic part of this load is taken into account. A simplified method is to find the dynamic load factor (DLF), multiply it by the static equivalent load to give the additional contribution from the dynamic effect.

In this master thesis, the equivalent static load from Japanese, Italian and Swiss guidelines is discussed. These countries have ample research in this area. They have succeeded in developing formulas that deal with the parameters that are included in converting dynamic loads into static equivalent loads.

Jernbaneverket (The Norwegian National Rail Administration) is currently constructing a railway track crossing on the Ofotbanen at Djupvik. A tunnel is being built in an area where rockfalls tend to occur. At the east end of this tunnel a rock-shed (Rasoverbygg øst) is being constructed.

In connection with this, and based on the results from the above-mentioned studies, this thesis has firstly, attempted to determine the static and dynamic loads from potential rockfall and design the roof of the rock-shed. Secondly, here the system is simplified using a system of single degree of freedom (SDOF). And finally, permanent and variable loads on the rock-shed, and load combinations containing the impulsive load from rockfall have been determined based on the Norwegian Standard.

Forord

Denne masteroppgaven er utført ved Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi, ved Universitetet i Tromsø. Arbeidet med oppgaven har foregått i en periode fra januar 2017 til mai 2017.

Oppgaven er skrevet i samarbeid med Norges arktiske universitet, avdeling Narvik og Sweco Norge AS, avd. Narvik. Ekstern veileder, Dr. Ing. Geir Horrigmoe har bidratt til utvikling av problemstillingene i oppgaven. Hovedveileder ved UiT professor Hung Thanh Nguyen og biveileder Professor Klas Peterson har bistått underveis i oppgaven.

Resultatene i denne masteroppgaven skal gi en pekepinn på hvordan steinspranglaster blir behandlet i nasjonale og internasjonale retningslinjer og veiledninger. Fastsettelse av ulike type raslaster både fra teoretiske og praktiske erfaringer fra andre land. Dimensjonering av rasoverbygg med hensyn til dynamiske impulslaster fra steinsprang.

Jeg ønsker å takke Geir Horrigmoe for å ha utviklet en så lærerik problemstilling, for tålmodigheten og for all gode og nyttige innspill underveis i denne oppgaven. Takk til Hung Thanh Nguyen og til Klas Petterson for god veiledning.

Narvik, 15. mai 2017

Milad Haidari

Innholdsfortegnelse

1	Innledning.....	1
1.1	Bakgrunn.....	2
1.2	Målet med oppgaven.....	3
1.3	Metode.....	3
1.4	Begrensninger.....	3
1.5	Oppbygning av oppgaven.....	4
2	Bakgrunn og undersøkelser.....	5
2.1	Oversikt over beliggenhet.....	5
2.2	Skredtyper som kan forekomme i området.....	6
2.2.1	Steinskred.....	6
2.2.2	Snøskred.....	7
2.2.3	Jord- og flomskred.....	8
3	Rasoverbygg.....	9
3.1	Generelt.....	9
3.2	Konstruktive utforminger av overbygg.....	10
3.3	Valg av konstruksjonstype: Djupvik kryssningsspor.....	12
3.4	Vegg.....	12
3.5	Taket.....	12
3.6	Tilpasning til terrenget.....	12
4	Laster på overbygg.....	13
4.1	Generelt.....	13
4.2	Last normalt takflaten.....	14
4.3	Friksjonskraft som virker parallelt med takflaten.....	15
4.4	Jordtrykklaster.....	16
4.5	Avbøyningskrefter.....	17
4.6	Last mot ytre sidevegg.....	18
5	Steinspranglast.....	19
5.1	Generelt.....	19
5.2	Japan: Rasoverbygg – anvendelse av japansk design i Nord-Amerika.....	19
5.2.1	Forhold som forårsaker steinras/steinsprang:.....	19
5.2.2	Kalkulasjon av forholdet mellom banen og hastigheten av steinsprang mellom to punkter:.....	20
5.2.3	Energiabsorpsjonen i dempningsmaterialet:.....	21
5.2.4	Ekvivalent statiske steinspranglasten.....	22
5.3	Italia: retningslinjer for utforming av rasoverbygg.....	24

5.3.1	Generelt.....	24
5.3.2	Ekvivalent statiske Steinspranglasten	25
5.3.3	Steinblokkens penetrasjon	26
5.3.4	Eksperimentelt forsøk (Eksempel)	27
5.4	Norge og Sveits: Sikring av veier mot steinskred	31
5.4.1	Generelt.....	31
5.4.2	Utløsning av steinskred	31
5.4.3	Ekvivalent statiske steinspranglasten.....	32
5.4.4	Steinblokkens penetrasjon	34
5.4.5	Dimensjonerende lastvirkning.....	34
5.5	Sammenligning av den Japanske og Sveitsiske formelen.....	35
5.6	Andre formler for steinspranglaster	37
6	Eksperimenter og vitenskapelige undersøkelser	39
6.1	Oppførsel av armert betongdekke utsatt for impulslast, Dresden, Tyskland.....	39
6.1.1	Eksperimentelle anlegget.....	39
6.1.2	Eksperimentets oppsett.....	40
6.1.3	Innflytelse av geometrien på fallende objektet	40
6.1.4	Innflytelse av masse variasjonen og energien på fallende objektet.....	42
6.1.5	Variasjon av fallhøyde	43
6.1.6	Konklusjon	43
6.2	Steinspranglast på dempningsmateriale av granulær jord og LECA	44
6.2.1	Eksperiment- og måleutstyr	45
6.2.2	Eksperimentelt forsøk og resultater.....	47
6.2.3	Konklusjon	54
6.3	Sand og sprengstein som dempningsmateriale over stålbjelke utsatt for impulslast	55
6.3.1	Metode.....	55
6.3.2	Resultater	57
6.3.3	Maksimale ekvivalente laster og Dynamisk forstørrelsesfaktor	60
6.3.4	Konklusjon	63
7	Egenskaper til ulike dempningsmaterialer.....	65
7.1.1	Gummidekk	66
7.1.2	Sand	66
7.1.3	Isopor	66
7.1.4	Glass granulat (skumglass)	67
8	Dimensjoneringsgrunnlag.....	69

8.1	Generell beskrivelse av konstruksjonen	69
8.1.1	Konstruksjonens statiske system	69
8.2	Materialer.....	69
8.2.1	Betong.....	69
8.2.2	Stål, armering.....	70
8.3	Laster og lastvirkning.....	71
8.3.1	Egenlaster/Permanente laster: (NS-EN 1991-1-1):	71
8.3.2	Variable laster:	71
8.3.3	Trykk- og sugekrefter togtrafikk.....	72
8.3.4	Steinspranglast.....	73
9	Dimensjoneringskrav	75
9.1	Generelt	75
9.2	Dimensjoneringsprinsipper.....	75
9.3	Bruddgrensetilstand	76
9.4	Bruksgrensetilstand.....	78
10	Dimensjonering av dekke	79
11	Resultater og Konklusjon.....	81
12	Diskusjon.....	85
13	Forslag til videre arbeid	87
14	Litteraturliste	89
Vedlegg I	A: Kapasitetskontroll brudd/bruks:	91
Vedlegg II	: Steinspranglast	115
Vedlegg III	Snølaster	117
Vedlegg IV	Beregning av rissvidde.....	119
Vedlegg V	: Beregning av egensvingeperioden (T) for betongplaten.....	121
Vedlegg VI	: Oppgavebeskrivelse	129

Figurligste

Figur 1: Beliggenhet av rasoverbygg Øst, Djupvik.....	5
Figur 2: Aktsomhetskart for steinskred: løsneområder og utløpsområder (NVE-Skrednett).....	6
Figur 3: Aktsomhetskart for snøskred. Løsneområder og utløpsområder (NVE-skrednett).....	7
Figur 4: Aktsomhetskart jord- og flomskred (NVE-skrednett)	8
Figur 5: Støtpåkjenningskapasitet (kJ) for ulike sikringstiltak [9].....	9
Figur 6: Anbefalte plasseringsområder for ulike tiltak [9]	10
Figur 7: Prinsipielle konstruksjonsløsninger for rasoverbygg i Norge [5].....	11
Figur 8: Konstruksjonsløsninger for rasoverbygg [27]	11
Figur 9: Typer skredbelastninger på overbygg [5]	13
Figur 10: Friksjonskreftenes virkeflate [3]	15
Figur 11: Overførte skjærspenninger til plate som er parallell med skredets retning [5]	15
Figur 12: Jordtrykk [3]	16
Figur 13: Avbøyningskrefter [3].....	17
Figur 14: Banen for steinsprang mellom to punkter	20
Figur 15: Masse-avhengige og den overførte kraften	21
Figur 16: Distribusjon av lasten gjennom sand	23
Figur 17: Oversikt belastninger på skredoverbygg [8].....	32
Figur 18: Steinblokk antatt som ekvivalent kule med radius, r [8]	32
Figur 19: Vertikal steinspranglast fordelt gjennom overdekningsmaterialet [8]	33
Figur 20: Modell, horisontal steinspranglast [8].....	34
Figur 21: Innflytelse på betongdekket på grunn av geometrien på objektet i samme tidspunkt [24].....	40
Figur 22: Skader påført betongdekket på grunn av ulike masser [24].....	42
Figur 23: Skader påført betongdekket på grunn av ulike fallhøyder [24]	43
Figur 24: Snitt som illustrer vinklene på dempningsmaterialet og treffpunktet av steinkula [26].....	44
Figur 25: a) løfte tårn, b,c) sirkulær grop [26].....	45
Figur 26: Kornstørrelse kurver for sand og LECA [26].....	45
Figur 27: a) Steinblokk med b,c) Akselerometer [26].....	46
Figur 28: a) Lastmålere plassert i bunnen av gropen b) Plasseringsskjema av målerne c,d) målerdetaljer [26].....	46
Figur 29: a) Eksperiment oppsett b) Måleutstyr for eksperimentet [25]	55
Figur 30: Nedbøyningskurve og momentdiagram [25].....	58
Figur 31: Spenningsdistribusjon for (a) sandlag med tykkelse lik blokkdiameteren (b) sandlag med tykkelse lik halvparten av diameteren på blokken og (c) uten sandlag [27]	66
Figur 32: Skisse: lastfordeling gjennom dempningsmaterialet.....	73
Figur 33: Dynamisk forstørrelsesfaktor for fire forskjellige typer impulslaster	81
Figur 34: Konstant kraft med begrenset oppbygningstid.....	82
Figur 35: Dynamisk forstørrelsesfaktor for konstant kraft med begrenset oppbygningstid.....	82
Figur 36: Dynamisk forstørrelsesfaktor for momentane laster (Rektangulær og trekantlaster)	83
Figur 38: Ekvivalent system med en frihetsgrad	125

Tabeller

Tabell 1: Materialdata til sprengstein.....	12
Tabell 2: Forslag til dimensjonerende tykkelser på snølag og dimensjonerende laster [5]	14
Tabell 3: Antatt skredhastighet i forhold til gjennomsnittlig terrenghelling i 100m høydeforskjell ovenfor overbygget [3]	17
Tabell 4: Maksimale avbøyningslast for de enkelte lasttyper [3].....	17
Tabell 5: Oversikt over eksperimentet [23].....	27
Tabell 6: bruddtilstand som avgjør konstruksjonsfaktor [8].....	34
Tabell 7: Data for beregning av steinspranglast.....	35
Tabell 8: Ulike blokkmasser på sandlag som beskyttelsesmateriale	36
Tabell 9: Oversikt over andre formler for beregning av steinspranglaster [27]	37
Tabell 10: Oversikt over utførte test [26]	47
Tabell 11: material egenskaper, sand og sprengstein [25]	56
Tabell 12: Liste over ulike forsøk [25]	56

Grafer

Graf 1: Jordtrykkskoeffisienter [3]	16
Graf 2: Eksempel på masse-avhengig og overført kraft for ulike masser og samme fallhøyde.....	22
Graf 3: Maksimal støtkraft som en funksjon av energien til steinblokk.....	25
Graf 4: Maksimal penetrasjonsdybde for steinblokk.....	26
Graf 5: a) Støtlasten som en funksjon av tid. b) Penetrasjonsdybden som funksjon av tid [23].....	28
Graf 6: a) Støtlasten som en funksjon av tid. b) Penetrasjonsdybden som funksjon av tid [23].....	29
Graf 7: a) Støtlasten som en funksjon av tid. b) Penetrasjonsdybden som funksjon av tid [23].....	30
Graf 8: Sammenligning av den Japanske og den Sveitsiske modellen	36
Graf 9: Støtlast- og akselerasjons-fordeling for ulike geometrier på fallobjektet [24]	41
Graf 10: Støtkraft- og akselerasjons-fordeling for 800kg og 1800kg [24]	42
Graf 11: Testserie S1. (a,b) Akselerasjoner (c,d) Horisontal og vertikal forskyvning av kula (e) trykkfordeling i horisontal og vertikal retning (f) penetrasjon av kula i begge retninger. [26].....	48
Graf 12: Testserie S1. a) vertikale spenninger som en funksjon av tid, i midtpunktet av platen b) Maksimale vertikale spenninger på plata og distansen fra treffpunktet [26]...	49
Graf 13: Testserie S2. a) Vertikale akselerasjonen b) Vertikale hastigheten c) Penetrasjonsdybden d) vertikale spenninger i midtpunktet av platen [26]	50
Graf 14: Testserie S2. Profil av maksimale vertikale spenninger på plata [26]	51
Graf 15: Testserie S3. a) akselerasjon b) spenninger i senter av plata c) profil av maksimale vertikale spenninger under treffpunktet [26]	52
Graf 16: Testserie S4. forsøkene 11 og 12 sammenlignet med forsøkene 6 og 10 [26]....	53
Graf 17: Akkumulert kornstørrelse, sand og sprengstein [25].....	56
Graf 18: Akselerasjon [25]	57
Graf 19: Overført kraft gjennom sandlaget [25].....	57
Graf 20: Tøyning i midtspenn av bjelken [25].....	57
Graf 21: Nedbøyning i midten av bjelken [25]	58
Graf 22: a) Sand (L=1.8m, H=2.0m) b) Sand (L=3.8m, H=2.0m) [25]	59
Graf 23: c) Sprengstein (L=1.8m, H=2.0m) d) Sprengstein (L=3.8m, H=2.0m) [25]	59
Graf 24: Fallhøyder og støtlasten Pa [25]	60
Graf 25: a) Fallhøyder og overførte-kraften Pt b) Fallhøyder og ekvivalente kraften Ps [25].....	60
Graf 26. Fallhøyder og støtlasten Pa [25].....	61
Graf 27: a) Fallhøyder og overførte-kraften Pt, b) Fallhøyder og ekvivalente kraften Ps [25].....	61
Graf 28: a) Forholde mellom DMF og ulike fallhøyder, b) Forholdet mellom DMF og (Ta/T) [25]	62
Graf 29: Grad av energioverføring gjennom materialet sand [25].....	63
Graf 30: Deformasjonskurver for ulike materialer under impulslast [11]	65

1 Innledning

Statens vegvesens rapport "VD rapport 32" som tar for seg virkningen av steinspranglaster på rasoverbygg baserer seg på den Sveitsiske retningslinjen "ASTRA 12 006". Denne rapporten blir brukt i Norge for bestemmelse av størrelser på laster fra steinsprang på rasoverbygg. I de fleste situasjoner, for dimensjonering av et rasoverbygg med et beskyttelseslag i form av løsmasser (sand, sprengstein ol.) er det tilstrekkelig å kunne ta i bruk denne rapporten for konvertering av dynamiske laster om til ekvivalent statiske laster. Det bør derimot gjøres en separat vurdering av størrelsen på den dynamiske effekten av steinspranglast på konstruksjonen før en eventuell konvertering.

Dermed har det i denne oppgaven blitt utført en dynamisk analyse for en tenkt situasjon, der en antatt steinspranglast som kan eventuelt inntreffe «Rasoverbygg Øst» i krysningssporet ved Djupvik.

Det har i denne oppgaven blitt benyttet en forenklet metode for evaluering av den dynamiske effekten for den antatte steinspranglasten. Ved å beregne den Dynamiske forstørrelsesfaktoren (DLF) kan det videre bestemmes om det er hensiktsmessig å gjøre videre dynamiske beregninger eller om den dynamiske forstørrelsesfaktoren kan neglisjeres.

Metoden for konverteringen av steinspranglasten om til et ekvivalent statisk last som presenteres i VD rapport 32 er et resultat av mange tiårs erfaring med utallige eksperimentelle forsøk fra Sveits. Men Sveits er ikke det eneste landet som har forsket mye på dette området. Japan og Italia har, blant andre land også utviklet metoder og formler for konvertering av slike laster. Selv om den Sveitsiske metoden er godkjent og blir brukt i Norge, kan ikke erfaringer fra andre land bli oversett. Derfor har det i denne oppgaven, gjennom en utdypende litteraturstudie, også blitt introdusert metoder fra disse landene, samt en sammenligning av beregningsmetodene for å gi en bedre oversikt over deres erfaringer.

1.1 Bakgrunn

Ofofbanen er den nordligste delen av det norske jernbanenettet. Ofofbanen ble i sin tid bygget med den hensikt å frakte malm fra de rike malmbeforekomstene i områdene ved Kiruna i Nord-Sverige for utskipping over Narvik havn. I dag består trafikken hovedsakelig av malmtog, godstog (container-tog og vognlast-tog) og persontog. Det forventes en stor økning i malmtransportene og de andre kategoriene på Ofofbanen de kommende årene, og flere andre aktører fra land som Sverige og Finland har meldt interesse for å skipe ut malm over Ofofbanen og Narvik havn.

Banen er 42 km lang og har i dag fem krysningsspor. I arbeidet med NTP 2014-23 er det gjennomført en egen Nordområdeutredning og det er utarbeidet en Utviklingsplan for Ofofbanen. Trafikverket i Sverige har parallelt med dette, i samarbeid med Jernbaneverket og flere andre interessenter, gjort en utredning for å klargjøre behovet for tiltak på Malmbanen og Ofofbanen for å tilfredsstille kapasitetsbehovet på banestrekningene i et lengre perspektiv. Utviklingsplanen for Ofofbanen og dobbeltsporutredningen anbefaler nye kryssingsspor lokalisert ved Djupvik. I den sammenheng skal banelinjen i strekninger mellom Straumnes og Narvik sikres mot skred.

Jernbaneverket bygger for tiden krysningsspor på Ofofbanen ved Djupvik. Det bygges en tunnel i et område hvor det kan forekomme ras. I østre ende av tunnelen skal det bygges et rasoverbygg (Rasoverbygg øst). Dette for å sikre jernbanesporene mot eventuelle ras og steinsprang. I følge NVE er området utsatt for ulike ras-typer som vist i kapittel 2.2.

Ulike ras-typer har ulike effekter på rasoverbygg, og ved dimensjonering av slike overbygg, må det tas hensyn til alle kreftene som kan ha store påvirkninger. Det skal i denne oppgaven fokuseres mest på laster fra steinsprang, men også en kort introduksjon av andre laster er blitt gitt.

Laster fra steinsprang er meget impulsive og dynamiske. De er intense og skjer over en kort periode, vanligvis noen få millisekunder. Responsen av en struktur utsatt for dynamiske laster varierer mye fra de statiske belastningene. Den dynamiske responsen av strukturen er vanskeligere å forklare, og derfor blir forenklede tilnærminger ofte brukt til å forklare strukturens oppførsel. En godt etablert metode er å redusere/begrense det strukturelle elementet til et tilsvarende system med en frihetsgrad, ofte referert som et SDOF system. Transformasjonsfaktorer kan benyttes til å relatere elementets masse, resistansen, dempning og de ytre krefter til tilsvarende parametere i den forenklede SDOF systemet. Deretter kan maksimale momenter, skjærkrefter og deformasjoner av strukturen beregnes.

1.2 Målet med oppgaven

Målet med denne masteroppgaven er å gi en mer omfattende forståelse for utforming av rasoverbygg utsatt for raslaster fra steinsprang.

Det har blitt utført et utdypende litteratursøk, med den hensikt for å finne frem til nasjonale og internasjonale retningslinjer, standarder eller veiledninger for fastsettelse av slike laster og deres størrelse. Virkningene av slike impulslaster og deres dynamiske effekter skal redegjøres ytterligere i denne oppgaven.

I første omgang blir det lagt vekt på hvordan raslaster blir behandlet i andre land og hvilke retningslinjer som blir introdusert i sammenheng med fastsettelse av steinspranglaster. Disse metodene skal videre sammenlignes og brukes i sammenheng med dimensjonering av Rasoverbygg Øst i Djupvik.

Den dynamiske forstørrelsesfaktoren skal beregnes, for å kunne sammenligne hvor mye større utslag på grunn av steinspranglasten, i forhold til at hvis lasten kun blir konvertert til en statisk ekvivalent last.

1.3 Metode

En litteraturgjennomgang av tidligere arbeid, med både eksperimentelle og teoretiske erfaringer i området av interesse, ble gjennomført for å forstå og generelt beskrive impulslaster fra steinsprang.

Litteraturgjennomgangen ble utvidet til å omfatte og inkludere egenskapene til dempningsmaterialene som blir brukt som et beskyttelseslag på taket av overbygg. Ulike dempningsmaterialer og deres egenskaper til å absorbere og fordele energien fra støtlasten ble undersøkt.

Programvaren G-prog ble brukt for beregninger og dimensjonering av betongdekket på rasoverbygg Øst.

Data om skred, skredrisiko og skredhendinger har også blitt hentet for det aktuelle området. Dette er en nasjonal tjeneste over skrednett og kartlagte skred som NVE har ansvar for.

1.4 Begrensninger

Litteraturstudiet utført i denne oppgaven er først og fremst begrenset til anvendelse av dynamiske impulslaster fra steinsprang. Fastsettelse av slike impulslaster fra steinsprang, og metoden for å bestemme den ekvivalente statiske lasten fra ulike land der det har blitt forsket mye på området har blitt anvendt.

Andre dynamiske laster fra for eksempel snøskred som kan inntreffe et rasoverbygg, beregningsmetoden for lastene og formler har blitt introdusert i denne oppgaven, men ikke blitt tatt hensyn til videre i beregningene for dimensjoneringen av rasoverbygg Øst. Dette på grunn av overbyggets form og lokasjon, og data fra NVE som tilsier at sannsynligheten for slike ras er minimale.

Når det gjelder dimensjonering av rasoverbygg øst Djupvik, har problemstillingen blitt simplificert, der kun en del av betongoverbyggets tak har blitt tatt ut. Et tverrsnitt på 1x1x8,4m av taket blir betraktet som en fritttopplagt dekke for innføring av både statiske og dynamiske laster.

1.5 Oppbygning av oppgaven

Kapittel 2 gir en kort oversikt over beliggenheten av rasoverbygg øst, Djupvik. Her blir også ulike rastyper som kan forekomme i området, ifølge NVE, introdusert. Selv om rasoverbygget ligger i utløpsområde for snøskred og jordskred, vil ikke dette bli tatt hensyn til i denne oppgaven. Dette er delvis på grunn av rasoverbyggets form og plassering i forhold til terreng.

Kapittel 3 omhandler generelt om rasoverbygg, der konstruktive utforminger og bruksområder blir introdusert. Her blir det også gitt informasjon om rasoverbygg Øst, konstruksjonsmaterialer, dempningsmaterialer på taket og tilpasnings av overbygget i forhold til terreng.

Kapittel 4 tar for seg laster på overbygg. Det blir introdusert mange ulike lasttyper som kan komme på og påvirke et overbygg. Dette i forhold til Statens vegvesens håndbøker. Formler for beregning av de ulike lastene blir introdusert, men ikke videre beregnet på.

Kapittel 5 handler om fastsettelse av steinspranglast. I dette kapitlet blir metoder og veiledninger for fastsettelse av steinspranglast fra Japan, Italia, Sveits og Norge introdusert. Det ligger teoretiske og eksperimentelle forsøk bak disse veiledningene og dermed blir det også brukt noen eksempler på resultater fra forsøkene for å fremheve metodene.

Kapittel 6 går dypere inn i eksperimentelle forsøk og vitenskapelige undersøkelser. Her blir også noen forsøk utført i Tyskland, Italia og Japan for oppførsel av betongkonstruksjoner utsatt for impulslaster forklart.

Kapittel 7 sier kort om typiske materialer som blir benyttet som beskyttelse for å dempe støtlaster fra steinsprang.

Videre, på bakgrunn av litteraturstudiet og på grunnlag av resultater fra de første delene av oppgaven, skal kunnskapen anvendes og rettes mot Rasoverbygg øst, Djupvik. I denne delen av oppgaven har det også blitt gjennomført beregninger ved hjelp av programmet G-prog. Randbetingelsene har blitt drøftet og begrunnet. Resultatene har blitt kontrollert. Dernest har Rasoverbygg øst blitt dimensjonert. Permanente og variable laster med aktuelle lastkombinasjoner som virker på rasoverbygget har blitt bestemt i samsvar med Norsk Standard.

2 Bakgrunn og undersøkelser

2.1 Oversikt over beliggenhet

Djupvik ligger mellom Narvik og Straumnes. I forbindelse med NTPs handlingsprogram 2014-2023 med mål om å opprettholde og utvikle banens kvalitet og kapasitet for malm og godstransport skal det etableres kryssningsspør ved Djupvik. Kryssningssporet skal bygges 1080 meter lang, der 850m av sporet går i tunnel. Ved østre del av tunnelen skal det bygges et rasoverbygg. Dette for å sikre banen mot skred, utrasing av blokker og stein, ned fallende is og for å hindre at vann renner ut over påhugg og ned i sporet.

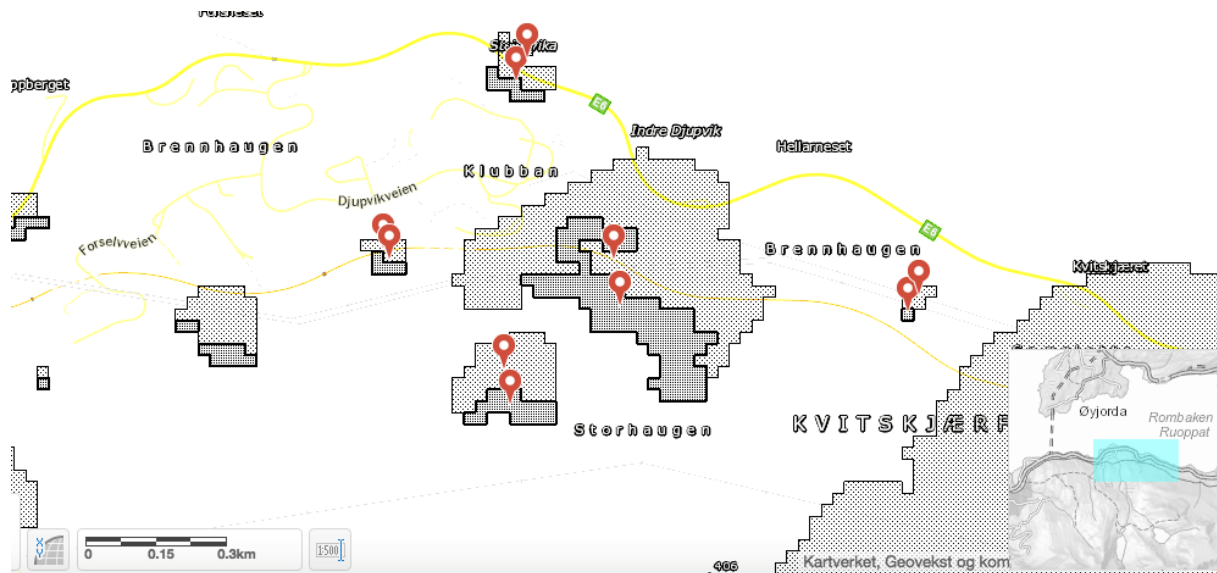


Figur 1: Beliggenhet av rasoverbygg Øst, Djupvik

2.2 Skredtyper som kan forekomme i området

2.2.1 Steinskred

Krysningsspor Djupvik ligger innenfor det som ifølge "NVE-skrednett" er angitt innenfor utløpsområde (lyse-grå) for steinskred. Mørke områdene på kartet indikerer løснеområder.



Figur 2: Aktsomhetskart for steinskred: løснеområder og utløpsområder (NVE-Skrednett)

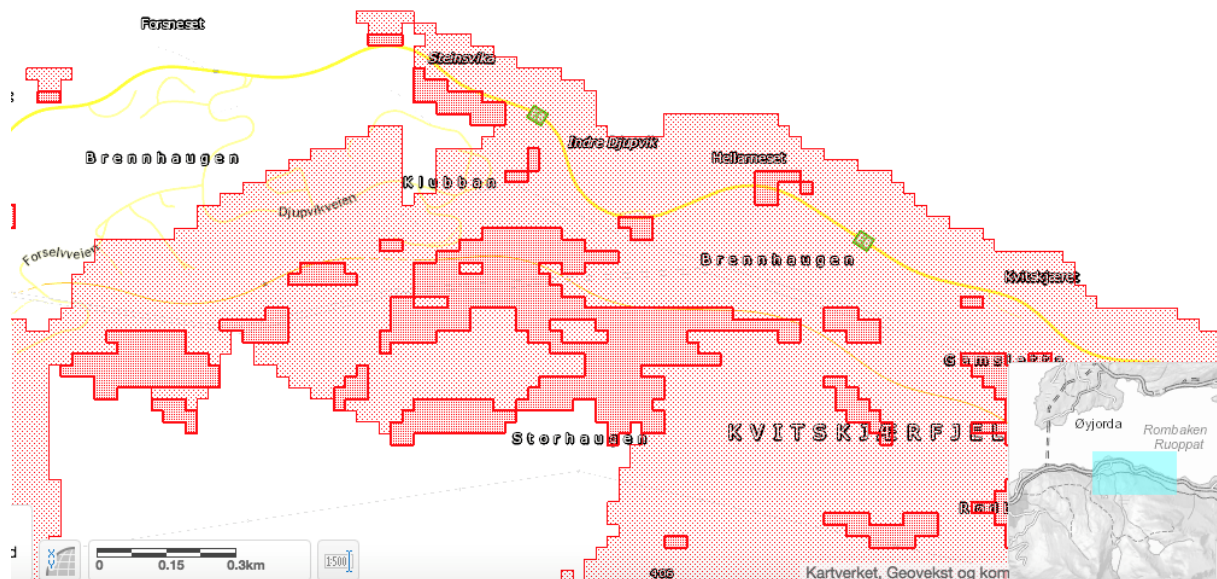
I følge undersøkelser utført av Rambøll (informasjon oppgitt av veileder) er det ikke observert fersk aktivitet av steinsprang eller steinskred på området, men det kan observeres blokker i bunn av fjellskråninga.

2.2.2 Snøskred

Overbygget befinner seg også innenfor område som etter "NVE-skrednett" er angitt som utløpsområde for snøskred, basert på ren topografisk analyse.

Ifølge undersøkelser fra Rambøll, er det ingen tegn i terreng eller på skogen i området som tyder på at det har kommet snøskred i de siste 50-100 årene.

Områdene markert mørke-rødt på kartet indikerer utløsningsområder og de røde er utløpsområder for snøskred.

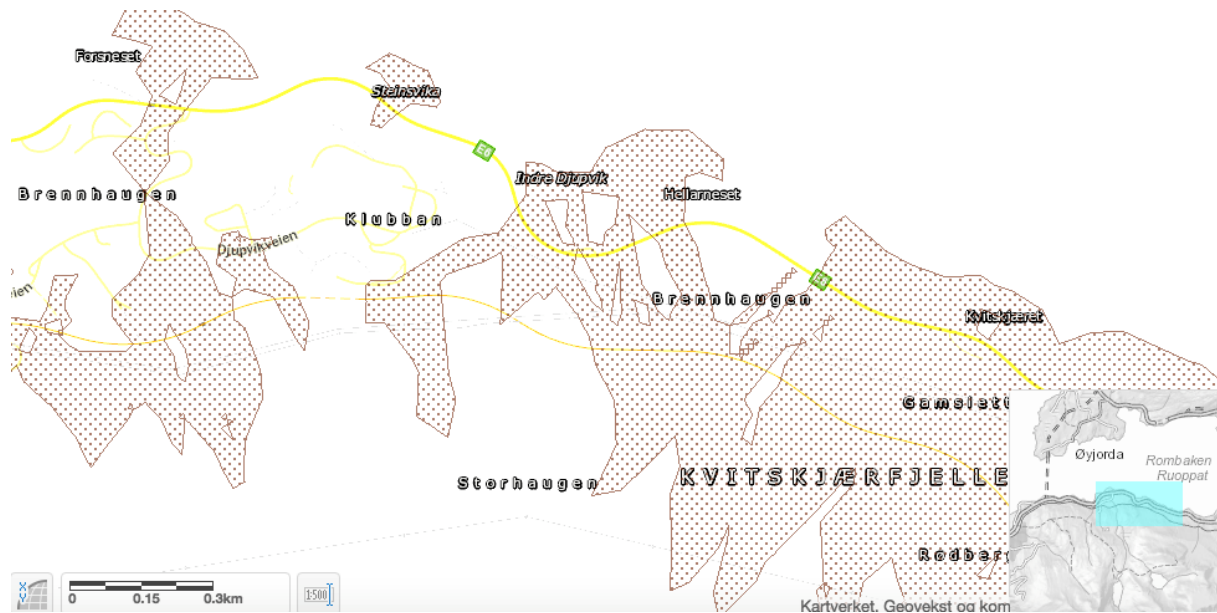


Figur 3: Aktsomhetskart for snøskred. Løsneområder og utløpsområder (NVE-skrednett)

2.2.3 Jord- og flomskred

Det er ikke tidligere registrert hendelser knyttet til jord og sørpeskred. Det kan heller ikke observeres tegn i terrenget.

Aktsomhetskartet fra "NVE-skrednett" viser områder hvor det kan forekomme jordskred.



Figur 4: Aktsomhetskart jord- og flomskred (NVE-skrednett)

3 Rasoverbygg

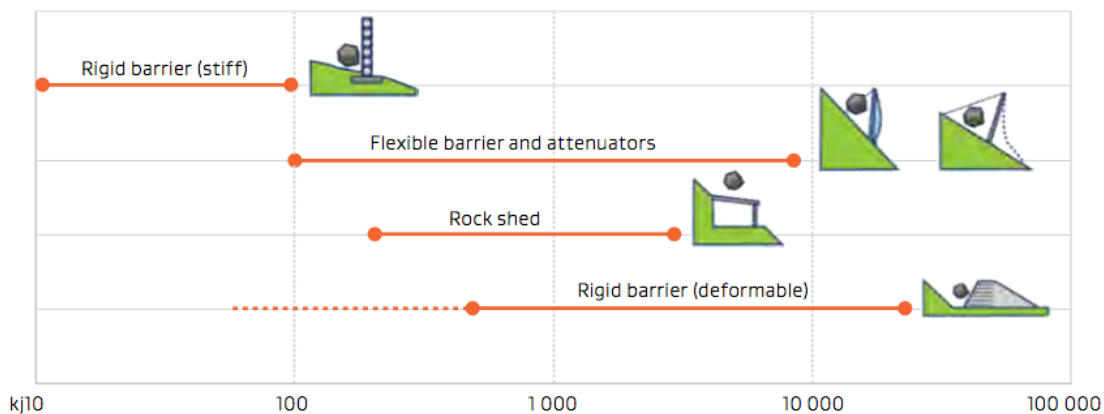
3.1 Generelt

I fjellrike land som Norge, er skred av ulike former et vanlig naturfenomen. Mange av landets veier og jernbanelinjer er bygget i områder der det kan forekomme snøras, jordskred, steinsprang osv. For å eliminere trafikkkfare ved utrasing av blokker eller stein, jord- eller snøskred, bygges rasoverbygg og portalbygg.

Rasoverbygg og tunneler gir best sikkerhet mot skred. De er imidlertid dyre konstruksjoner, og er bare aktuelle der andre sikringsmetoder ikke gir tilfredsstillende sikkerhet [5].

Den mest vanligste typen rasoverbygg er av armert betong. Denne type overbygg er vanligvis brukt i områder med hyppige farlige skred og er meget pålitelig beskyttelsesform for høytrafikkerte veier og jernbanelinjer.

Fordelene med rasoverbygg av betong er at de er konstruert for å tåle mye større påkjenninger enn andre typer sikringstiltak. Videre har rasoverbygg av betong en lang levetid og krever lite vedlikehold.



Figur 5: Støtpåkjenning-kapasitet (kJ) for ulike sikringstiltak [9]

Ulempene med rasoverbygg er først og fremst dens høye bygge-kostnad, Spesielt når det gjelder fundamentering av konstruksjonen i bratte fjellterreng. Dessuten er arbeidsvinduet for bygging kort på de fleste aktive veier eller jernbanelinjer, der nedleggelse av trafikken ikke kan vare lenge.

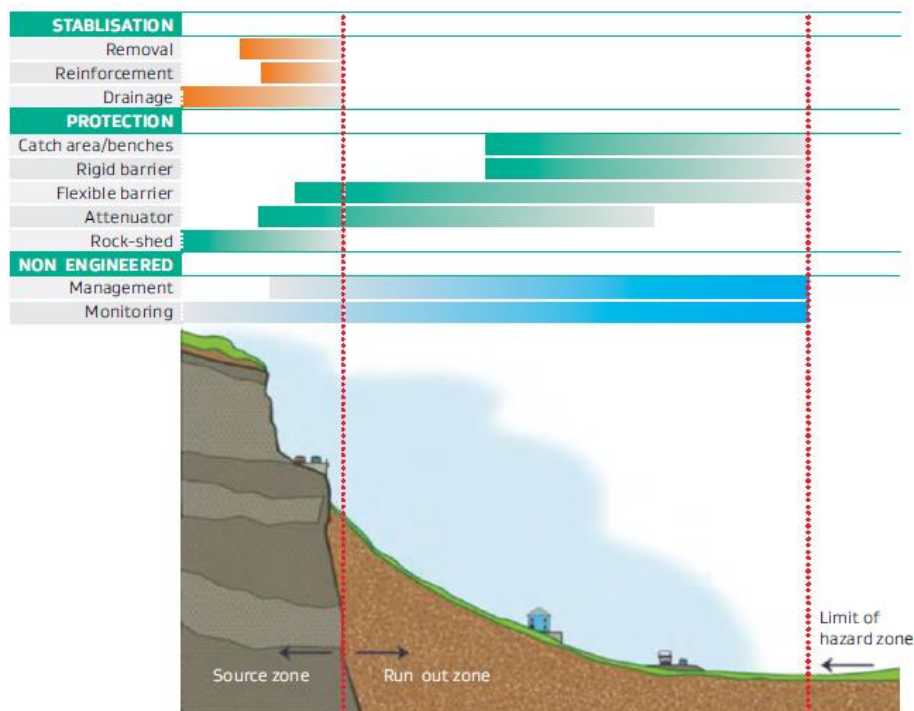
3.2 Konstruktive utforminger av overbygg

Målsettingen for ethvert sikringstiltak er å oppnå best mulig sikkerhet og framkommelighet for en så liten investering som mulig. Det er videre viktig at sikringstiltakene ikke fører til dårligere trafiksikkerhet eller andre ulemper for trafikantene, driftspersonellet eller fastboende.

For å oppnå målsetningene om god linjeføring, trafiksikkerhet, miljø og driftskostnader, må slike sikringstiltak tilpasses vegplanen. Det er også en forutsetning at slike sikringstiltak i tillegg til å være funksjonelle, også ha en god estetisk utforming.

Valg av sikringssystemer er avhengig av en rekke andre faktorer, blant annet:

- Vurdering av nødvendig sikkerhet og regularitet for veien.
- Vurdering av hvordan skredfaren bygger seg opp i utløsningsområdet
- Veiens plassering i skredbanen eller avleiringssonen
- Når skred opptrer og hva slags skred som oftest forekommer
- Om sikring av veien kan kombineres med sikring av andre områder (jernbane, hus, skiløype og lignende)

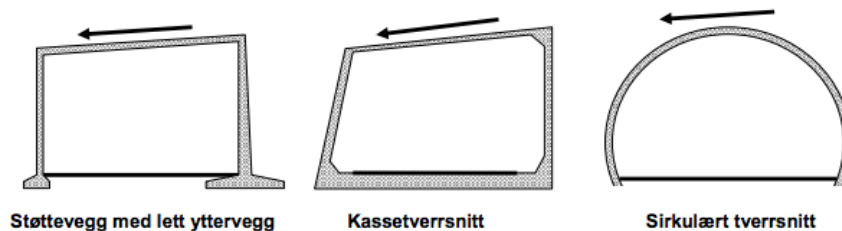


Figur 6: Anbefalte plasseringsområder for ulike tiltak [9]

Rasoverbygg og tunneler gir som nevnt best sikkerhet mot skred. De er imidlertid dyre konstruksjoner, og er bare aktuelle der andre sikringsmetoder ikke gir tilfredsstillende sikkerhet.

I Norge blir rasoverbygg i dag bygget etter tre prinsipielt forskjellige utforminger:

- Støttevegg med tak og lett vegg på luftsiden
- Stiv kassekonstruksjon
- Sirkulært tverrsnitt



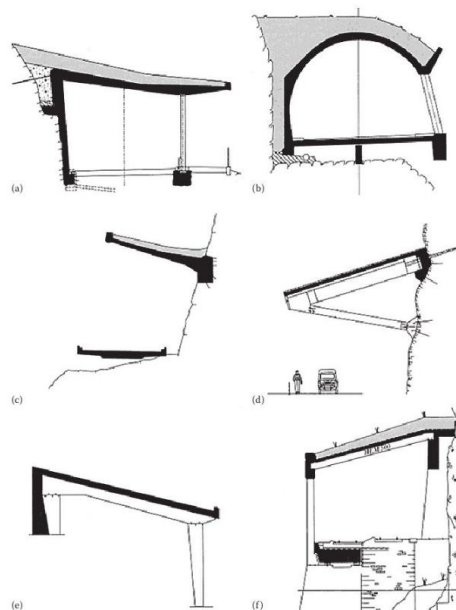
Figur 7: Prinsipielle konstruksjonsløsninger for rasoverbygg i Norge [5]

Overbygg med støttevegg er den tradisjonelle metoden for å bygge overbygg. Metoden egner seg spesielt i sidebratt terreng der den indre sideveggen skal ta opp store sidekrefter på skjæringssiden. Dersom det er fjell på skjæringssiden kan sidekreftene tas opp ved hjelp av stag mot fjellet.

Overbygg med stivt kassetverrsnitt er generelt en kostbar konstruksjon, men den krever mindre utgravinger på skjæringssiden, og de horisontale skjærkreftene kan tas opp i sålen. Dessuten er kassetverrsnittet egnet der det er vanskelig å føre ned store vertikale laster på fyllingssiden av veien.

Metoden med overbygg med et sirkulært tverrsnitt er først og fremst egnet i terreng med liten sidehelling. Konstruksjonsprinsippet er svakt med hensyn til sidebelastninger og punktlaster. Det er derfor nødvendig at et overbygg etter dette prinsippet stabiliseres med løsmasser på begge sider og på toppen av overbygget.

Figur 8 viser eksempler på andre typer utforminger av rasoverbygg.



Figur 8: Konstruksjonsløsninger for rasoverbygg [27]

3.3 Valg av konstruksjonstype: Djupvik krysningsspor

Rasoverbygg øst, Djupvik krysningsspor skal bygges etter den tradisjonelle metoden. Massiv og kraftig armert konstruksjon av betong. Overbygget er 25m lang og bygges som et lukket system med vegger istedenfor søyler på luftsiden.

3.4 Vegg

Frittstående vegg, som skal prosjekteres som langsgående og fungere som opplager for dekket. Veggene dimensjoneres i hovedsak for å ta vertikale krefter, men det tas også hensyn til horisontale krefter fra tog-passering i form av sug/trykklast. Høyde og bredde (tykkelse) på veggene er henholdsvis 9000mm og 500mm.

Veggene skal ikke dimensjoneres i denne oppgaven av tidsmessige årsaker og følgende data er oppgitt av veileder.

3.5 Taket

Taket av rasoverbygget blir dimensjonert som frittstående dekker, med dekketykkelse på 1000mm. En stripe på en meter av dekket blir i denne oppgaven dimensjonert for vertikale laster fra dempningsmaterialet som ligger permanent oppå, sug og trykk krefter fra togtrafikk, snølaste og steinspranglaste som kan inntreffe.

Dempningsmaterialet som ligger på taket av overbygget er sprengstein, og skal fungere som et beskyttelseslag for å absorbere/dempe impulsive krefter fra steinsprang. Egenvekten og indrefriksjonsvinkelen for sprengstein er gitt i tabellen under.

Tyngdetetthet kN/m ³	Indre friksjonsvinkel		Attraksjons a kN/m ²
	φ	$\tan \varphi$	
19	42	0,9	0

Tabell 1: Materialdata til sprengstein

3.6 Tilpasning til terrenget

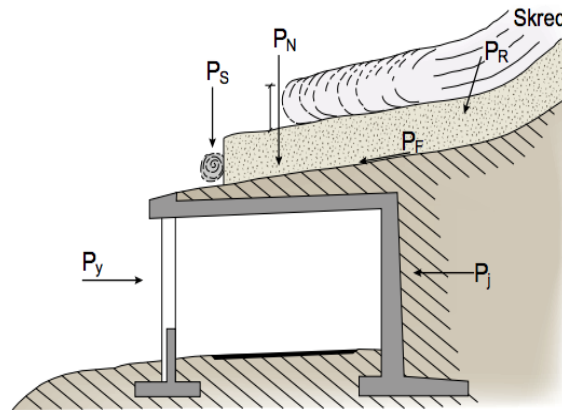
Rasoverbygget ligger langs fjellvegg, der indreveggen av overbygget blir forankret fast til fjellet. Det er ca. 10m vertikalt opp fra rasoverbyggets tak langs fjellsiden som danner en vinkel mellom 80-90 grader. Derfor går vi ut ifra at et eventuelt steinsprang vil ha samme fallvinkel.

Rasoverbygget fundamenteres på beskjedne løsmasser over fast berg,

4 Laster på overbygg

4.1 Generelt

Rasoverbygg dimensjoneres normalt for et skred med returperiode på 200 år. Lastene avhenger av dimensjonerende skreds flyte høyde, tetthet, hastighet og utformingen av overgangen mellom terrenget og overbygget. De dynamiske trykk- og friksjonskreftene som virker på et overbygg er:



Figur 9: Typer skredbelastninger på overbygg [5]

- P_N = Last normalt takflaten, og er summen av avlagret snø og vekt av skredlaget
- P_F = Friksjonskraft som virker parallelt med takflaten
- P_R = Resultantkraft, som skyldes retningsendring av skredet ved taket av overbygget.
- P_J = Jordtrykklaster, som består av en ren hvilelast og et øket jordtrykk på grunn av vekten av avlagret snø og vekten av skredlaget.
- P_S = Punktlast på grunn av steinsprang eller av blokker transportert i skredet
- P_Y = Last mot ytre sidevegg, som både kan være suglast når skredet passerer, eller sidetrykk fra avlagrede skredmasser

4.2 Last normalt takflaten

Den vertikale snølasten er summen av tidligere avlagret snø og vekten av skredsnøen. Vanligvis er tykkelsen på skredlaget mellom 2,0 m og 5,0 m, det er imidlertid svært sjeldent at det kan overstige 6m. Densiteten til avlagret snø anslås til 600 kg/m³ [5].

Normaltrykket kan beregnes med følgende formel:

$$P_N = \rho \cdot g \cdot h_a \cdot \cos \varphi$$

Der:

ρ = densiteten (600 kg/m³)

h_a = tykkelsen på avlagret snø (tabell 1)

φ = Hellingen på taket av overbygget

Lastklasse	Avlagret snø		Skredlaget	
	Tykkelse (m)	Last (kPa)	Tykkelse (m)	Last (kPa)
1	2,0	12	1,5	4,5
2	3,0	18	2,0	6,0
3	5,0	30	3,0	9,0
4	Dimensjonerende laster beregnes i hvert enkelt tilfelle			

Tabell 2: Forslag til dimensjonerende tykkelser på snølag og dimensjonerende laster [5]

Ved dimensjonering av rasoverbygg kan en velge mellom fire ulike lastklasser. De tre første lastklassene er definert i tabell 1, mens den fjerde lastklassen blir kun benyttet når det er stort avvik fra de tre første klassene. Denne type lastklasse kan også benyttes der det beregnes for steinskredlaster.

4.3 Friksjonskraft som virker parallelt med takflaten

Når et skred beveger seg parallelt langs taket av et rasoverbygg, overføres det store skjærspenninger på grunn av friksjonskreftene som oppstår mellom tak og skredet. Disse friksjonskreftene beregnes som produktet av normalspenningene skredet overfører mot overbygget og en friksjonskoeffisient lik 0,4.

Friksjonsspenningen kan beregnes etter følgende formel:

$$P_F = \mu(\rho \cdot g \cdot \cos \varphi \cdot (h_s + h_a) + \mu \cdot p_{an} + \tau_{an}$$

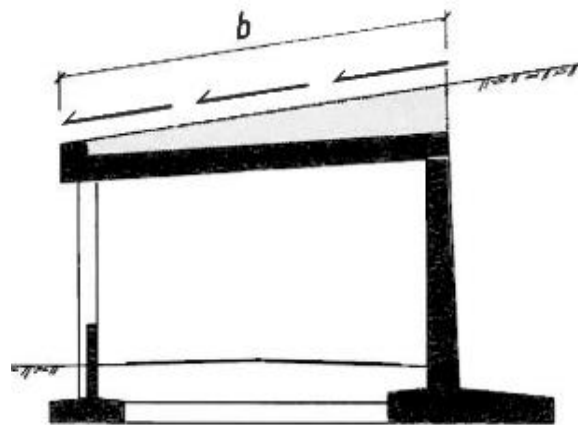
Der:

τ = friksjonsspenning (kN/m²)

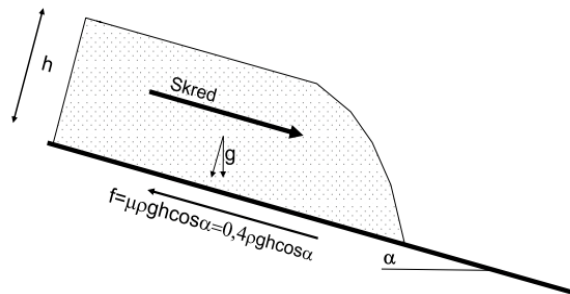
μ = friksjonskoeffisient

P_{an} = normalkomponenten av avbøyningstrykket (kN/m²)

τ_{an} = skjærkomponenten av avbøyningstrykket (kN/m²)



Figur 10: Friksjonskreftenes virkeflate [3]



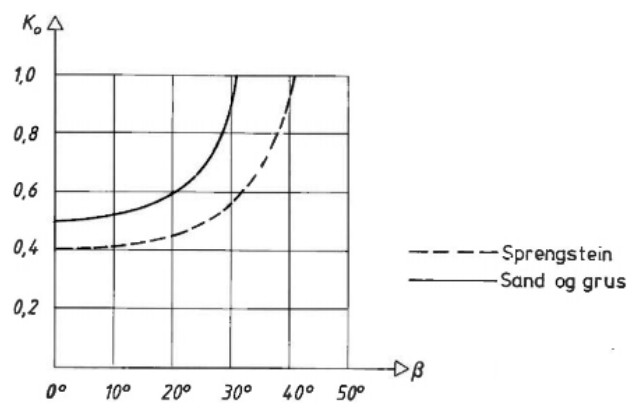
Figur 11: Overførte skjærspenninger til plate som er parallell med skredets retning [5]

4.4 Jordtrykklaster

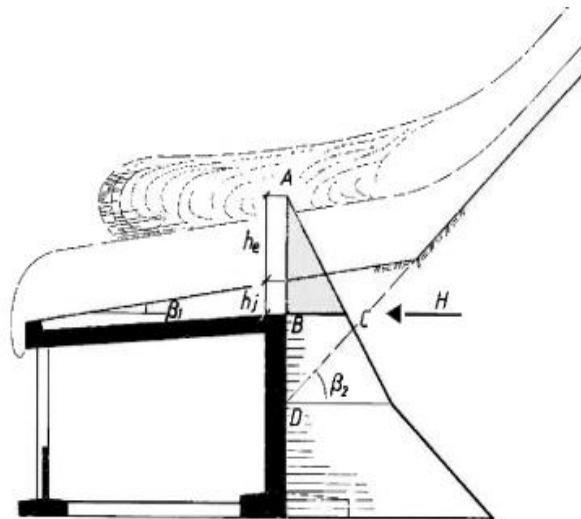
Beregning av Jordtrykklaster mot rasoverbygg er avhengig av mange faktorer. Før aktuelle jordtrykk kan beregnes, må det vurderes om det skal utføres totalspenningsanalyse eller effektivspenningsanalyse, og hvorvidt det er aktiv eller passivt trykk. Hvor stor terrenghelning, hvilke typer ytre laster og mobiliseringsgraden må tas hensyn til før eventuell beregning. Statens vegvesens håndbok V220 beskriver beregning av jordtrykklaster.

Graf 1 under kan brukes til avlesning av jordtrykkskoeffisienter, der β_1 og β_2 for henholdsvis sprengstein og sand og grus benyttes til over og under punkt D på figur 11.

Jordtrykklasten som er representert ved trekanten ABC i figur 11 regnes å angripe i punkt B. Friksjons-last på massene bak rasoverbygget tas vare på gjennom denne jordtrykklasten.



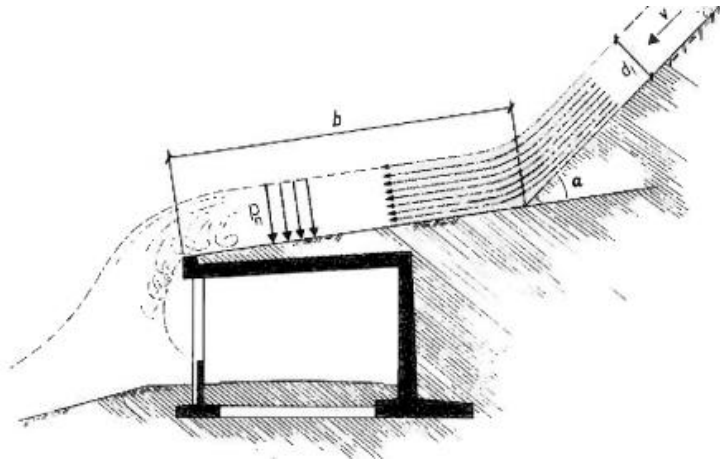
Graf 1: Jordtrykkskoeffisienter [3]



Figur 12: Jordtrykk [3]

4.5 Avbøyningskrefter

Avbøyningskrefter kan bestemmes ved hjelp av impulssetningen. Forenklet kan man si at kreftene kan betraktes som jevnt fordelt last over bredden b på taket av overbygget (fig. 12)



Figur 13: Avbøyningskrefter [3]

Skredhastighet og skredtykkelse settes lik før og etter avbøying. Skredets hastighet kan beregnes på grunnlag av formen på skredbanen og antagelser om skredets størrelse. Likevel kan det for lasttype 1 og 2 anslås en hastighet på grunnlag av terrenghelling som vist i tabell 3

Terrenghelling (°)	Skredhastighet v (m/s)
15	15
20	20
30	25
40	30

Tabell 3: Antatt skredhastighet i forhold til gjennomsnittlig terrenghelling i 100m høydeforskjell ovenfor overbygget [3]

For tilfeller der skredene er så store at lasttype 3 og 4 må velges, bør skredhastigheten beregnes spesielt.

I tilfeller der $b \geq 20\text{m}$ (figur 12) tas det ikke hensyn til avbøyningskrefter.

Avbøyningslastene skal ikke overstige verdiene i tabell 4.

Lasttype	Vertikal avbøyningslast	Horisontal avbøyningslast
	P_{vr} (kPa)	P_{fr} (kPa)
1	5	2
2	7,5	3
3	10	4

Tabell 4: Maksimale avbøyningslast for de enkelte lasttyper [3]

4.6 Last mot ytre sidevegg

Av estetiske grunner og bedre lyst forhold kan det være ønskelig at ytterveggene av rasoverbygg blir bygget med søyler. En slik utforming kan anbefales bare hvis det er terreng som nedstrømmer og har stor helling. I Alle andre tilfeller vil snøen bygge seg opp på utsiden av søylene, noe som kan føre til store trykk krefter på søylene. Dessuten vil det ved passering av tørrsnøskred ofte skapes sug som kan trekke inn snøen i konstruksjonen og skape dårlig sikt for trafikantene. Det anbefales derfor at ytterveggen bygges av tett vegg.

Det kan også få kritiske følger å bygge ytterveggene av søyler ved steinras, da store stien kan "tippe" over og skade søylene.

5 Steinspranglast

5.1 Generelt

I dette kapitlet har det blitt redegjort for metoder for å fastsette steinspranglast som inntreffer rasoverbygg. Noen internasjonale og nasjonale retningslinjer for fastsettelse av steinspranglast blir introdusert. Det vises også til eksempler på eksperimenter av ulike størrelser som er utført, simuleringer og lab-undersøkelser for å gi bedre forståelse av fenomenet.

Det er i hovedsak formler for den ekvivalente statiske kraften fra steinsprang som har vært målet å vise i dette kapitlet. Derfor har fokuset vært rettet mot noen få land som har forsket på dette området i lengere periode.

I delkapitlene under skal det presenteres metoder fra Japan, Italia, Sveits og Norge. Selv om metodene fra disse land er ganske like hverandre, viser det seg likevel at noen parametere skiller seg ut. Dette har med regelverk, nasjonale standard og geografiske beliggenhet av landet å gjøre.

For eksempel er den Japanske formelen som vist i kapittel 5.2.4 mer konservativ i forhold til den Sveitsiske som er presentert i kapittel 5.4.4. Dette på grunn av at den Japanske formelen er mest basert på teoretiske forhold, i motsetning til den Sveitsiske som er mer erfarings basert og som legger mer vekt på resultater fra mange eksperimentelle forsøk. En sammenligning av disse to ulike formlene blir gitt i kapittel 5.5

Siden den Japanske veiledningen fra (Japanese Road Association) ikke finnes på engelsk, har data i kapittel 5.2 blitt hentet fra en rapport som tilhører et prosjekt der den Japanske modellen ble anvendt i Nord-Amerika.

5.2 Japan: Rasoverbygg – anvendelse av japansk design i Nord-Amerika

Rapporten omhandler design og konstruksjonsutforming av rasoverbygg [28] utarbeidet i Japan og deres anvendelse i Nord-Amerika, for beskyttelse av en enkeltsporet jernbanelinje.

Rapporten tar for seg følgende:

5.2.1 Forhold som forårsaker steinras/steinsprang:

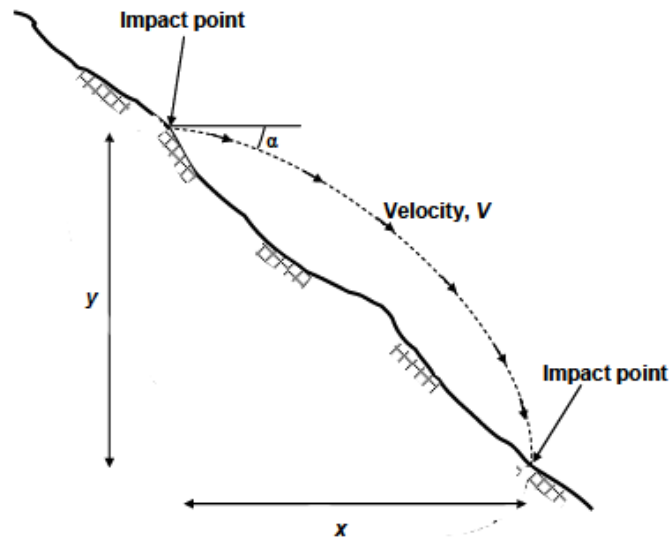
- Topografi: terrengforhold, helling, vegetasjon
- Geologi: strukturen av steinblokker og hvordan de er leddet sammen. Diskontinuitet og mellomrom i strukturen.
- Seismisk aktivitet: bevegelser i bakken på grunn av jordskjelv som kan løsne og sette i bevegelse steinblokker.
- Klima endringer: nedbør, frysing og tining av vann i porene, tre-røtter som vokser og skaper nok trykk til å utløse bevegelse av steinblokker.

5.2.2 Kalkulasjon av forholdet mellom banen og hastigheten av steinsprang mellom to punkter:

Hvis banen til et steinras er kjent, slik at koordinatene for etterfølgende treffpunkter kan lokaliseres, er forholdet mellom disse koordinatene og hastigheten til steinen gitt etter følgende formel, basert på newtons første lov:

$$y = \left[-0,5g \left(\frac{x}{V \cos \alpha} \right)^2 + x \tan \alpha \right]$$

Der x og y er henholdsvis horisontal og vertikal avstand mellom treffpunktene og α er vinkelen i forhold til en horisontal bane i første treffpunktet/utløsningspunktet (figur 14). Data fra tidligere eksperimenter og erfaringer tilsier verdier for V mellom 30 og 40m/s for hardt terrengforhold og helling på 45° til 55°, mens for mykere terreng bestående av stein og jord og hellinger mellom 30° og 37° kan V varieres mellom 10 og 20m/s.



Figur 14: Banen for steinsprang mellom to punkter

Det er også mulig å beregne hastigheten V for steinen, slik:

$$V = \left[2gH \left(1 - \frac{\mu}{\tan \psi_p} \right) \right]^{1/2}$$

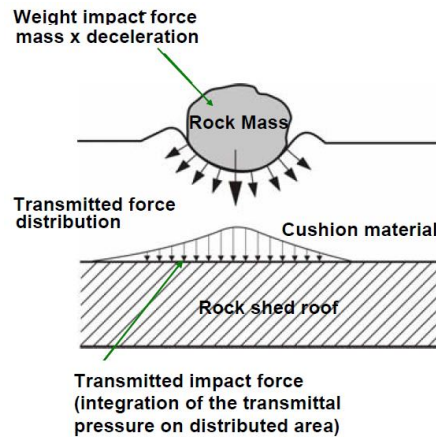
Der H er den vertikale fallhøyden, ψ_p er vinkelen på terrenget og μ den ekvivalente friksjonskoeffisienten i treffpunktet på terrenget og kan beregnes slik:

$$\mu = \tan \mu_p \left(1 - \left(\frac{V}{V_0} \right)^2 \right)$$

V_0 tilsvarer fritt fall fra samme høyde.

5.2.3 Energiabsorpsjonen i dempningsmaterialet:

Det er to type krefter som må tas hensyn til ved støt fra steinsprang på et rasoverbygg. Den masse-avhengige kraften referert som «Weight impact force» og den transformerte/overførte kraften forårsaket av dempningsmaterialet, referert som «transmitted impact force» (figur 15).



Figur 15: Masse-avhengige og den overførte kraften

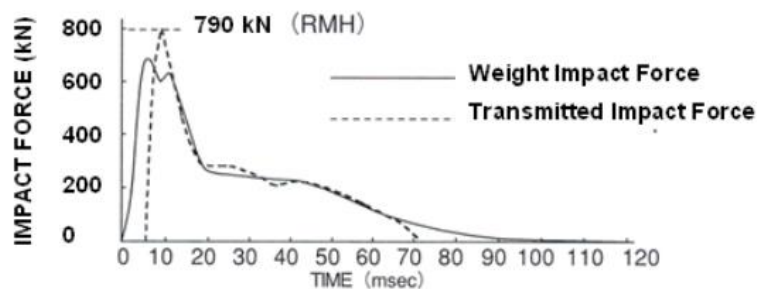
Masse avhengige kraften blir beskrevet som produktet av massen på steinblokken og dens maksimale retardasjon (oppbremsing) i det steinblokken kommer i kontakt med og deformerer dempningsmaterialet.

Kraften som egentlig virker på taket av rasoverbygget er veldig forskjellige fra den masse-avhengige kraften, på grunn av dempningsmaterialet, som ikke bare absorberer energien fra steinblokken, men også fordeler den i et større areal på rasoverbyggets tak.

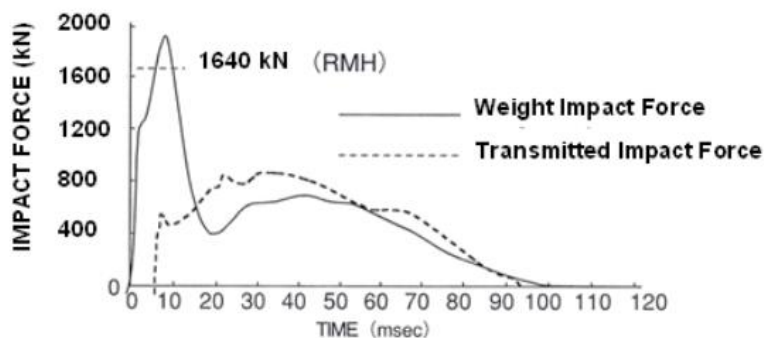
Denne fordelte kraften blir betegnet som den transformerte kraften, og har vært en viktig parameter under eksperimentelle forsøk. Variasjon og fleksibiliteten i dempningsmaterialet under ulike forsøk har vist at det spiller en veldig stor rolle for størrelsen på masse-avhengige kraften og hvor stor del av den som blir transformert. Spesielt for overbygg av betong som er stivere i forhold til stål, har det vist seg at den strukturelle responsen har hatt relativt mindre dynamiske effekter.

Grafene nedenfor viser innflytelsen av dempningsmaterialet for et forsøk som ble utført i sammenheng med dette prosjektet. Som det illustreres i grafene er den masse-avhengige kraften kun avhengig av den kinetiske energien av fallende objektet, mens den transmitterte kraften påvirkes av fleksibiliteten på strukturen, hvis samme type dempningsmateriale og samme tykkelse.

Det vises at for samme fallhøyde på 15m er den maksimale masse-avhengige kraften for en 10kN fallende steinblokk omtrent 690kN. En økning av massen fra 10kN til 30kN gir maksimal oppnådd masse-avhengig kraft lik 1900kN. Imidlertid er den maksimale overførte kraften tilnærmet lik i begge tilfellene. I det første tilfellet oppnås det en overført kraft lik 790kN som fort avtar til halvparten før den blir null. For den andre testen kan det observeres en moderat økning av den overførte kraften opp til 800kN før den gradvis avtar.



(a) Weight 10 kN : Falling Height 15 m : Sand Depth 90 cm



(b) Weight 30 kN : Falling Height 15 m : Sand Depth 90 cm

Graf 2: Eksempel på masse-avhengig og overført kraft for ulike masser og samme fallhøyde

5.2.4 Ekvivalent statiske steinspranglasten

På grunn av variasjonene i mange av parameterne, har det ikke enda blitt utviklet eller kartlagt pålitelige metoder for modellering av overbygg, som ofte fører til overdimensjonering. Derfor har det i rapporten blitt påpekt at følgende bør tas hensyn til og fastslås ved modellering av rasoverbygg;

- Bestemme dimensjonen av steinblokken (ofte vanskelig å anslå formen på den)
- Bestemme energien til den fallende steinblokken som har en innvirkning på overbygget, og hvor den treffer (også veldig vanskelig å vite hvor den treffer og med hvor stor kraft/energi)
- Bestemme kraften som blir overført til overbygget (her kommer materialegenskapene til dempningslaget inn i bildet)
- Etablere en prosedyre for strukturell utforming

Likevel har det i rapporten blitt anbefalt metoder for modellering av overbygg basert på Japanske veiledninger som tar for seg steinspranglaster og punktene ovenfor.

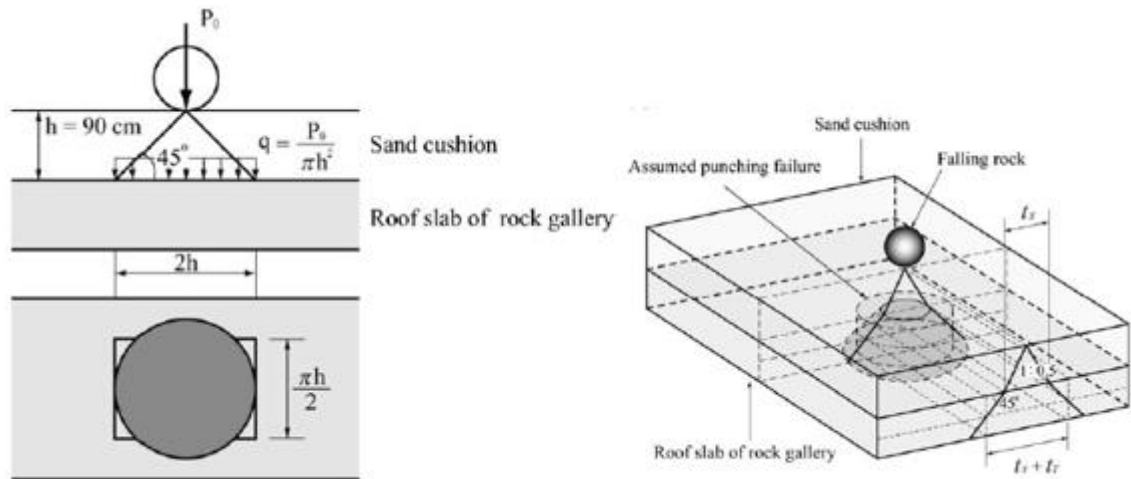
I første steg er det viktig å bestemme energien som blir overført når steinblokken treffer, denne energien er avhengig av størrelsen på steinblokken og dens hastighet like før støt.

Frekvensen av fallet, hvor steinblokken treffer og med hvilken vinkel den treffer, samt egenskapene til dempningsmaterialet er også viktige parametere.

På grunn av dempningsmaterialet som absorberer mye av energien fra steinspranglasten, kan den dynamiske effekten av denne lasten bli betraktet som en ekvivalent statisk last. Verdien av den ekvivalente statiske lasten som kan oppstå når en steinblokk treffer taket på et overbygg, er ifølge Japanske veiledninger (Japanese Road Association, Handbook 2000) gitt med følgende formel: Kraften P (kN) for en masse m (tonn) med en fallhøyde H (m).

$$P = 2.108(mg)^{2/3} \lambda^{2/5} H^{3/5} \beta$$

Der λ er Lamé' konstanten for dempningsmaterialet, β er forholdet mellom henholdsvis tykkelsen på dempningsmaterialet og diameteren på steinblokken.



Figur 16: Distribusjon av lasten gjennom sand

Lamé' konstanten/parameteren er for et gitt dempningsmateriale gitt ut fra dens E-modul, og Poisson-tall ν :

$$\lambda = \frac{E \cdot \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

Typiske λ verdier for sand som ofte blir brukt som dempningsmateriale i Japan er:

$\lambda = 1000 \text{ kN/m}^2$ for løs sand

$\lambda = 3000 \text{ til } 5000 \text{ kN/m}^2$ for fast lagret sand

$\lambda = 10000 \text{ kN/m}^2$ stiv/komprimert sand

Forholdet β mellom tykkelsen på dempningsmaterialet og diameteren på steinblokken er gitt ved:

$$\beta = \left(\frac{T}{D}\right)^{-0,58}$$

Der T er tykkelsen på dempningsmaterialet og D er diameteren på blokken.

5.3 Italia: retningslinjer for utforming av rasoverbygg

5.3.1 Generelt

Den italienske veiledningen som skal presenteres i dette delkapitlet, er utarbeidet av Francesco Calvetti og Claudio di Prisco. Hensikten bak forskningen de har utført, har vært å forbedre standarden på metoden for utforming av rasoverbygg, spesielt med hensyn til dynamiske laster fra steinsprang.

I veiledningen [23] vises det til mange ulike forsøk og eksperimenter som har blitt gjennomført i sammenheng med fastsettelse av steinspranglasten, dette for å gi et klarere bilde av hvordan det kommer frem til ulike formler og metoder for bestemmelse av denne lasten. Resultatene fra blant annet eksperimentelt forsøk på storskala, ulike numeriske analyser av de ulike elementene på et overbygg er sammenlignet i denne veiledningen.

Videre har materialegenskaper og oppførsel av ulike dempningsmaterialer utsatt for støtlaster blitt påvist. Der penetrasjonsdybder, størrelsen på kreftene og energiene som oppstår diskutert.

Til slutt har de kartlagt den dynamiske responsen av selve strukturen.

I dette delkapitlet skal det på grunn av tidsbegrensningen, kun vises til de grunnleggende aspekter av fenomenet og den foreslåtte tilnærmingen av metoden.

Resultater og sammenligninger som veiledningen har kommet frem til skal presenteres kort, for fullstendige opplysninger henvises det til referanse [..]

For å presentere resultatene, ligger forutsetningene for å vurdere hele prosessen separat som følgende:

1. Virkningen av kraften fra steinblokken på beskyttelseslaget som er plassert i taket på overbygget.
2. Utbredelsen av virkningen i selve beskyttelsesmaterialet, og
3. Den dynamiske responsen av den armerte betongkonstruksjonen

Stegene 1 og 2 kan bestemmes ut ifra kjente utformingsmetoder som tar hensyn til blokkstørrelse, hastighetene ved støt og fallhøyder. De mekaniske og geometriske egenskapene (relativ densitet, stivhet og tykkelsen) til beskyttelseslaget.

Steg 3 blir ifølge veiledningen utført numerisk, med en tilstrekkelig dynamisk metode.

5.3.2 Ekvivalent statiske Steinspranglasten

Det blir foreslått følgende formel i veiledningen for beregning av kraften fra steinsprang.

Der W og H er henholdsvis vekten av steinblokken og fallhøyden. R er radius til steinblokken, og M_E er overdekningsmaterialets stivhet og styrke:

$$P = 1.765 \cdot M_E^{2/5} \cdot R^{1/5} \cdot W^{3/5} \cdot H^{3/5}$$

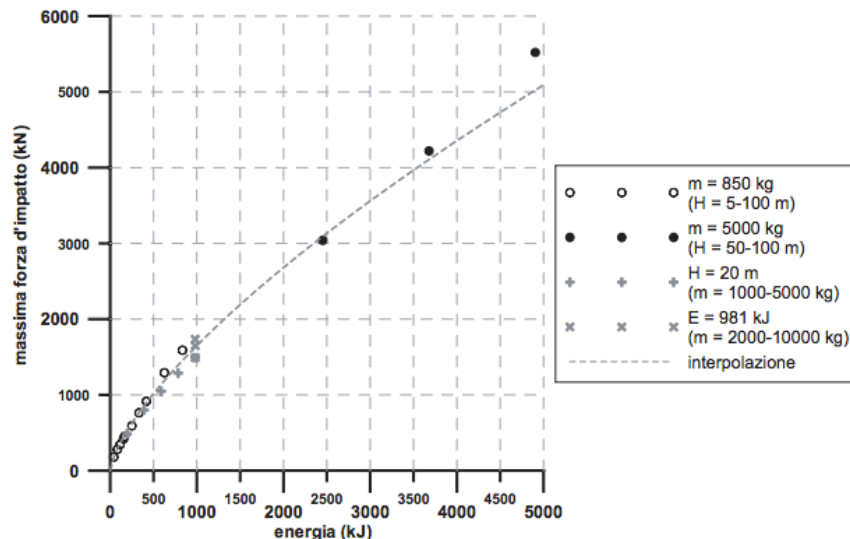
Hvis påvirkningen på grunn av tykkelsen av dempningsmaterialetsjiktet kan ses bort i fra, i det minste inntil inntrengning av steinblokken i seg selv kan sammenlignes med tykkelsen av dempningslaget, og det kun tas hensyn egenvekten av steinblokken og dens fallhøyde er det mulig å interpolere resultatene for en maksimal støtkraft slik:

$$P_{maks} = P_0 \cdot \left(\frac{E}{E_0}\right)^n$$

Der:

- P_{maks} er maksimale støtkraften
- $E_0 = 1000kJ$ er en energireferanse nivå
- P_0 er referanse for styrken på støtkraften
- E er energien fra steinblokken
- $n = 0,7$ er en parameter for forholdet i E- P_{maks} kurven

Et eksempel på P_{maks} er illustrert i (graf 3) som viser data relatert til resultater fra en numerisk simulasjon for dempningsmateriale (sand) med tykkelse på to meter. Grafen viser den maksimale støtlasten P_{maks} som en funksjon av energien.



Graf 3: Maksimal støtkraft som en funksjon av energien til steinblokk

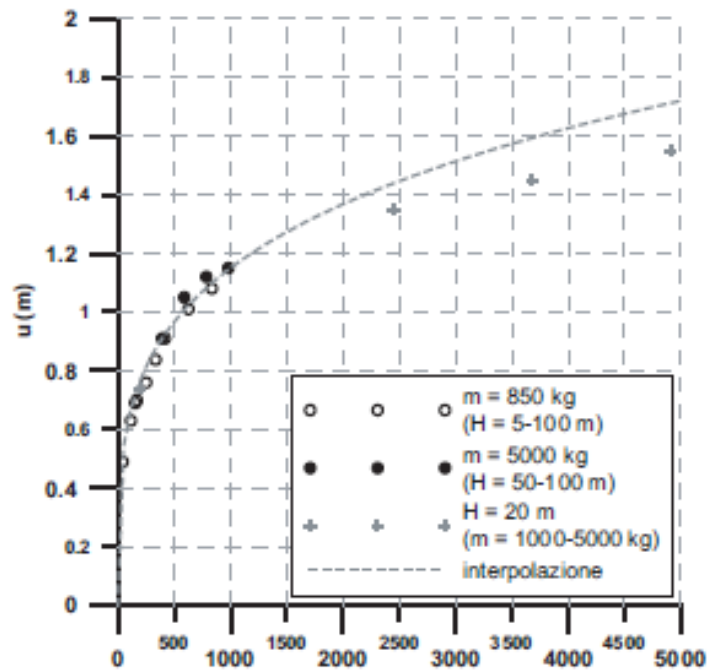
5.3.3 Steinblokkens penetrasjon

På samme måte som for P_{maks} i forrige avsnitt, er det også mulig å beregne penetrasjonsdybden som en funksjon av energien gitt ved formelen:

$$u_{maks} = u_0 \cdot \left(\frac{E}{E_0}\right)^\beta$$

- u_{maks} er maksimale penetrasjonsdybden
- $E_0 = 1000kJ$ er et energireferansenivå
- u_0 er et referansenivå gitt for penetrasjonsdybden
- E er energien fra steinblokken
- $\beta = 0,25$ er en parameter for forholdet i E- u_{maks} kurven

Grafen under viser penetrasjonsdybden u_{maks} som en funksjon av energien E fra steinblokken.



Graf 4: Maksimal penetrasjonsdybde for steinblokk

5.3.4 Eksperimentelt forsøk (Eksempel)

Nedenfor skal det vises til noen eksempler fra forsøk som er utført, der det har blitt forsket på sammenhengen mellom fallhøyder, massen til steinblokken, energien av støtlasten og tykkelsen på dempningsmaterialet.

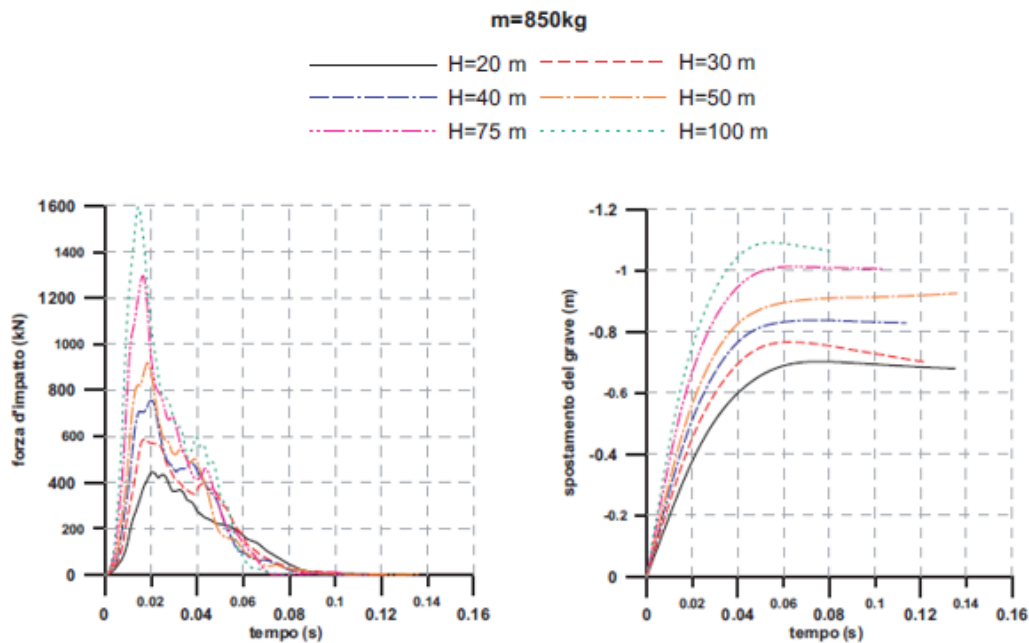
Eksperimentet viser tydelig hvilke resultater som blir registrert hvis noen av parameterne blir holdt konstante mens andre varierer. Tabellen under viser en oversikt over alle forsøkene med deres fallhøyder, masse og energi, samt tykkelsen på dempningsmaterialet.

Impatto	Altezza di caduta	Massa del blocco	Energia d'impatto	Spessore terreno
#	H (m)	m (kg)	E (kJ)	h (m)
1	5	850	41.7	2
2	10	850	83.3	2
3	13.7	850	114.1	2
4	18.5	850	153.7	2
5	20	850	166.77	2
6	30	850	250.16	2
7	40	850	333.54	2
8	50	850	416.93	2
9	75	850	625.39	2
10	100	850	833.85	2
11	50	5000	2452.5	2
12	75	5000	3678.75	2
13	100	5000	4905	2
14	20	1000	196.2	2
15	20	2000	392.4	2
16	20	3000	588.6	2
17	20	4000	784.8	2
18	20	5000	981	2
19	10	10000	981	2
20	50	2000	981	2
21	5	850	41.7	1
22	10	850	83.3	1
23	13.7	850	114.1	1
24	18.5	850	153.7	1
25	20	850	166.77	1
26	30	850	250.16	1
27	50	850	416.93	1
28	75	850	625.39	1
29	100	850	833.85	1

Tabell 5: Oversikt over eksperimentet [23]

Forsøk 5-10:

I forsøkene 5 til 10 har masse av steinblokken blitt holdt konstant lik 850kg, mens fallhøyden har variert mellom 20 til 100m. Resultatene er vist i grafene under



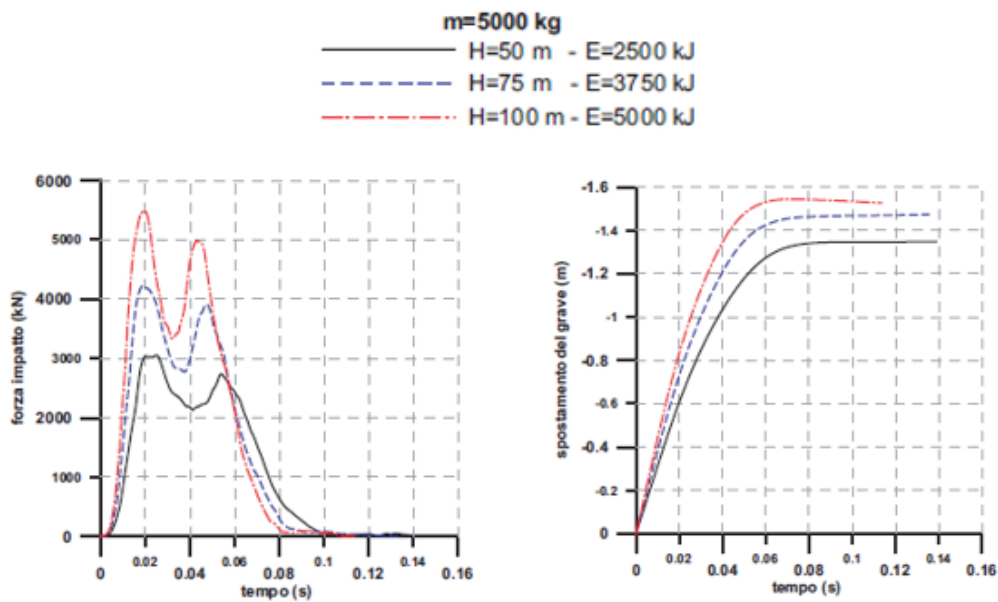
Graf 5: a) Støtlasten som en funksjon av tid. b) Penetrasjonsdybden som funksjon av tid [23]

Som forventet fremkommer det av resultatene at økning av fallhøyden for samme masse bidrar til økt støtkraft i en veldig kort periode. Det kan også observeres at penetrasjonsdybden av steinblokken også avhenger av fallhøyden. Som vist i (graf 5b) penetrerer steinkula ca. 1,1m for H=100m og omtrent 0,7m for fallhøyde på H=20m.

Videre kan det også observeres at amplitude intervallet som funksjon av tid, altså tiden for maksimale verdier av støtlasten (graf 5a) er kortere for store fallhøyder. Den grønne linjen som indikere fallhøyden 100m har en total varighet på omtrent 0,07s. Varigheten av maksverdien er under 0,01s. Mens den svarte linjen som indikerer fallhøyden 20m har en total varighet på nesten 0,1s. Det kan konkluderes med at den impulsive karakteristikken til steinkula øker med dens fallhøyde.

Forsøk 11-13:

I forsøkene 11 til 13 har masse av steinblokken blitt holdt konstant lik 5000kg, mens fallhøyden har variert mellom 50 til 100m. Resultatene er vist i grafene under.



Graf 6: a) Støtlasten som en funksjon av tid. b) Penetrasjonsdybden som funksjon av tid [23]

På samme måte som for forsøkene 5-10 blir massen til blokken holdt konstant, men med ulik størrelse. Altså en økning av massen fra 850kg til 5000kg. Tykkelsen på dempningsmaterialet er fortsatt på 2m.

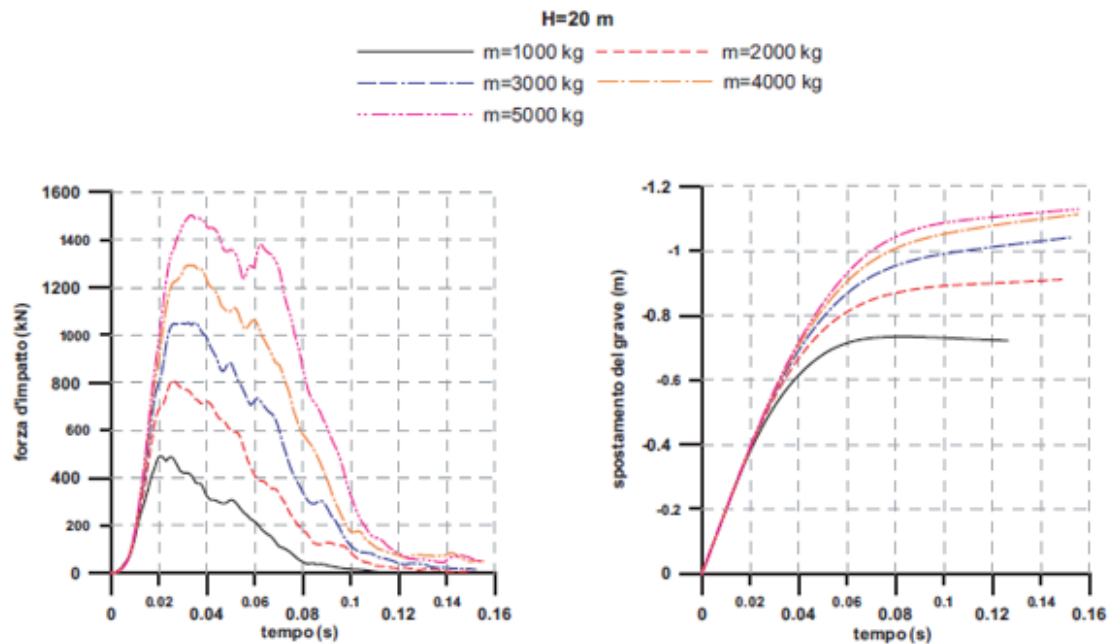
Sammenlignet med resultatene fra forrige forsøk, vil økningen av massen til steinblokken bidra til en veldig stor økning av energien fra kula, dette resulterer til at det fås en dobbel-toppverdi på kraft diagrammet (graf 6a). Dette skyldes at trykkbølgen fra den penetrerende blokken gjennom dempningsmaterialet, reflekteres umiddelbart fra bunnen av dempningsmaterialet (altså plata). Som fører til at det blir skapt et «løft», en motsatt rettet kraft som bidrar til retardasjonen av steinblokken.

Legg også merke til at varigheten av perioden er betydelig lengere på grunn av denne effekten, sammenlignet med forrige forsøket.

Penetrasjonen av steinblokken er mye større i dette tilfellet, det kan fra (graf 6b) observeres at blokken penetrerer gjennom $\frac{3}{4}$ deler av dempningsmaterialet.

Forsøk 14-18

I forsøkene 14 til 18 varierer masse av steinblokken mellom 1000 og 5000kg, mens fallhøyden har blitt holdt konstant 20m.



Graf 7: a) Støtlasten som en funksjon av tid. b) Penetrasjonsdybden som funksjon av tid [23]

Så langt i tidligere forsøk ble det eksperimentert med varierende energier som følge av fallhøyder, mens massen ble holdt konstant. I forsøkene 14-18 er situasjonen motsatt, der blir høyden holdt konstant på H=20m, for så å kunne variere massene (diameteren) til blokken.

Med en økning av størrelsen/massen til blokken, kan det observeres at varigheten av perioden (graf 7a) øker kraftig. Dette skyldes at med økt størrelse på blokken vil den impulsive karakteristikken til støtet minke, noe som var helt motsatt når det gjaldt økning av fallhøyden. Energimengden som er både avhengig av massen og akselerasjonen av blokken er sammenlignbart i dette forsøket og forsøkene 5-10, der fallhøyden varierte istedenfor massen. Derfor kan det observeres lignende tendenser ut ifra grafene for de to ulike forsøkene.

5.4 Norge og Sveits: Sikring av veier mot steinskred

5.4.1 Generelt

I dette delkapitlet blir fremgangsmetoden for dimensjonering av rasoverbygg, og spesifikke forhold rundt beregning av laster fra steinsprang beskrevet etter (VD rapport 32: sikring av veier mot steinskred) fra Statens vegvesen [8].

Fremgangsmåten som er basert på den Sveitsiske retningslinjen ASTRA 12 006 «Einwirkung infolge Steinschlags auf Schutzgalerien» gir en god oversikt over spesielle metoder for dimensjonering av overbygg med hensyn til steinspranglast.

Rasoverbygg skal ifølge rapporten dimensjoneres for en levetid tilsvarende bruer, dvs. 100 år, og ved dimensjonering bør en ta utgangspunkt i dimensjonerende laster fra steinsprang med en returperiode på 20 år. For prosjektering skal krav fra Statens vegvesens håndbøker vær oppfylt.

5.4.2 Utløsning av steinskred

Det er mange faktorer som forårsaker steinsprang. Ytre faktorer som påvirker utløsning av steinsprang er som følger:

Nedbør eller snøsmelting (vanntrykk i sprekker)

Store nedbør, kraftig regnvær og smelting av snø kan føre til at vannmengder i sprekke eroderer. Dette skaper økt trykk på sprekker i fjellside som kan føre til utløsning av steinsprang.

Temperatur svingninger rundt frysepunktet

Sprekker som er fylt med snø og is, som tiner kan for en tid være glatte og forårsake utfall. Temperatursvingninger rundt null grader i lange perioder, og gjentatte frysinger av is i sprekke kan gradvis «jekke» ut løse berg.

Rot-sprengning fra trær

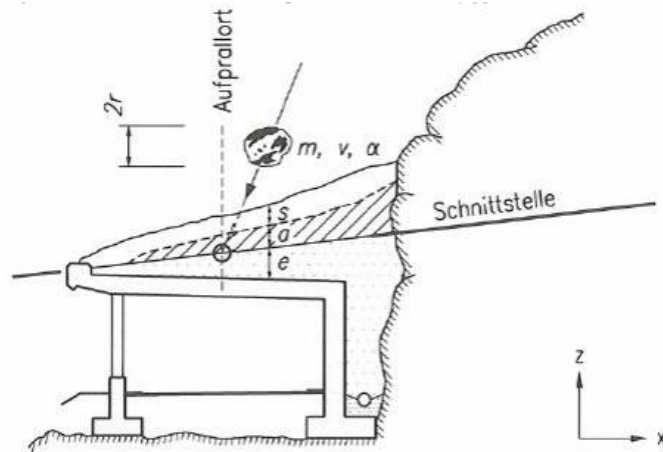
Røtter i bergsprekker bidrar også til å skyve blokkene ut. Jordfylte sprekker og forvitring bidrar til lavere friksjon mellom sprekkeflatene. Ferske utfall av steinblokker for eksempel i foten av partiet tyder på en pågående bevegelse

Jordskjelv

I Norge er jordskjelvene svake og sjeldne, og vil i liten grad være årsak til steinskred. Vi kan imidlertid ikke se bort fra at sjeldne og kraftige skjelv kan inntreffe og forårsake utfall.

5.4.3 Ekvivalent statiske steinspranglasten

Som grunnlag for beregninger skal følgende karakteristiske verdier bestemmes. Massen av den dimensjonerende steinblokken, dens hastighet rett før treff i lastvirkningspunktet og innfallsvinkel bestemt fra steinspranganalyser, respektivt m_k , v_k og α_k .



Figur 17: Oversikt belastninger på skredoverbygg [8]

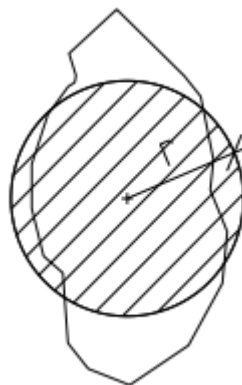
Det forutsettes at øvre grense for gyldighet av steinspranglast er gitt ved karakteristisk kinetisk energi $\leq 3000\text{kJ}$.

Den karakteristiske steinspranglasten beregnes etter følgende uttrykk:

$$P_k = 2.8 \cdot e^{-0.5} \cdot r^{0.7} \cdot M_{E,k}^{0.4} \cdot \tan\varphi \cdot \left(\frac{m \cdot v_k^2}{2} \right)^{0.6}$$

Der,

- e : Tykkelsen på overdekningsmaterialet (m), og bestemmes etter krav til minimum tykkelse: $e \geq 0.5\text{m}$ eller $e \geq t + 3 \cdot \varnothing_{\text{maks}}$ eller $e \geq 2 \cdot t$
- r : steinblokkens antatte radius (m). Ved utløsning av steinsprang, vil stein eller blokk ha en irregulær form, derfor kan radius av steinen angis som ekvivalent radius til en kule.



Figur 18: Steinblokk antatt som ekvivalent kule med radius, r [8]

- $M_{E,k}$: Overdekningsmaterialets egenskaper (styrke og stivhet). Typiske verdier for noen materialer er oppgitt i tabellen under:

Materiale	$M_{E,k}$ (kN/m ²)	$\tan \varphi_k$ (°)
Sand	15000	38
Grus	20000	40
Sprengstein	30000	42

For mer presise beregninger kan M_E beregnes etter: $M_E = \frac{M}{2}$, der M er ødometermodulen til materialet.

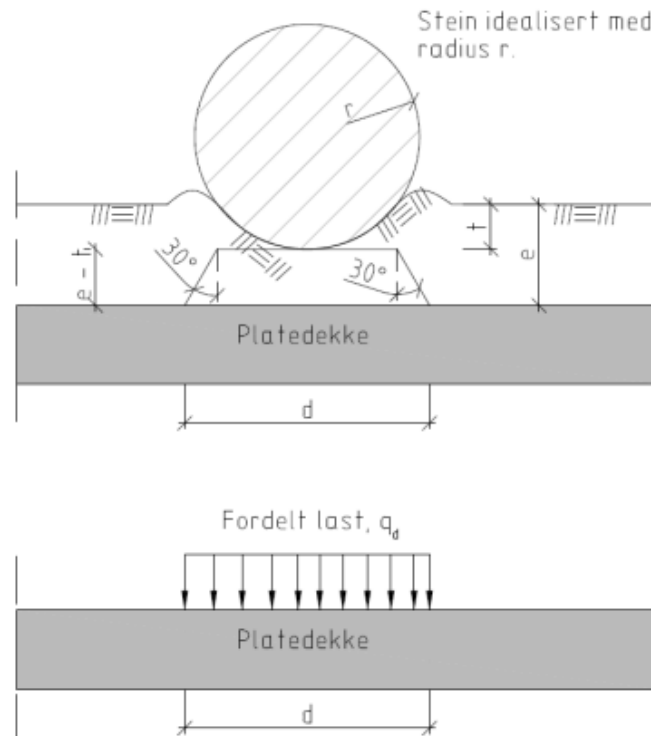
- m : massen til steinen i (tonn)
- v_k : hastigheten til steinblokken (m/s)

Vertikal steinspranglast:

Den vertikale komponenten av den karakteristiske steinspranglasten kan beregnes som følger:

$$P_{k,z} = P_k \cdot \cos \alpha$$

Fordelingen av den karakteristiske vertikale komponenten av lasten er vist i figuren under:



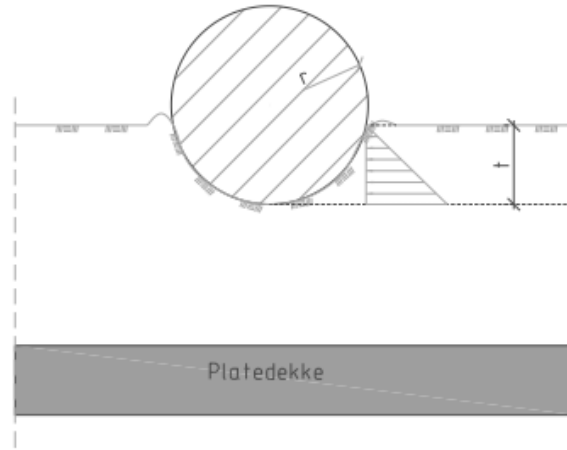
Figur 19: Vertikal steinspranglast fordelt gjennom overdekningsmaterialet [8]

Horisontale steinspranglast:

Den horisontale komponenten av steinspranglasten er som følger:

$$P_{k,x} = P_k \cdot \sin \alpha$$

Når steinsprang treffer overdekningsmaterialet vil det bli overført friksjonskrefter til overbygget. Størrelsen på friksjonskraften er avhengig av steinsprangets innfallsvinkel og penetrasjonsdybde.



Figur 20: Modell, horisontal steinspranglast [8]

5.4.4 Steinblokkens penetrasjon

Steinblokkens penetrasjon i overdekningsmaterialet er gitt ved uttrykket.

$$t = \left(\frac{m_k \cdot v_k^2}{P_k} \right) \text{ eller } t = \left(\frac{0,5 \cdot E_{kin,k}}{P_k} \right)$$

5.4.5 Dimensjonerende lastvirkning

Dimensjonerende lastvirkning utføres i bruddgrensetilstand ifølge Statens vegvesen håndbok 185 "Bruprosjektering". Bruksgrensekontroll kan sløyfes i sammenheng med dimensjonering mot steinspranglaster.

Representativ steinsprang last P_{rep} bestemmes ved multiplikasjon av den dynamiske steinspranglasten P_k med en konstruksjonsfaktor, C, gitt ved uttrykket:

$$P_{rep} = C \cdot P_k$$

Tabellen under viser verdier for konstruksjonsfaktoren C, som skal benyttes for globale og lokale beregninger av overbyggets konstruksjonsdeler.

Bruddtilstand	Konstruksjonsfaktor C
Duktil (bøyebrudd i armerte plate og bjelkeelementer, trykkbrudd og gjennomlokking med skjærarmering)	0,4
Sprø (skjærbrudd og gjennomlokking uten skjærarmering)	1,2

Tabell 6: bruddtilstand som avgjør konstruksjonsfaktor [8]

5.5 Sammenligning av den Japanske og Sveitsiske formelen

Nedenfor sammenlignes den Japanske formelen med den Sveitsiske som et eksempel for å illustrere likheter og ulikheter. Metodikken i dette eksemplet skal videre brukes for lastsituasjonen på rasoverbygg Øst, i dimensjonering av overbygget i kapittel 9.

Eksempel:

En kuleformet steinblokk med diameter på 0,5m og densitet på 2650kg/m³ faller på et overbygg med løs-lagret sandsjikt som beskyttelsesmateriale:

Parameter	Verdi (størrelse)	Kommentar
Masse (m)	175kg	$\rho \cdot 4/3 \pi r^3$
Lame parameter (λ)	1000kN/m ²	Løs-lagret sand
M-modul ($M_{E,k}$)	10 000kN/m ²	Sand
Friksjonsvinkel (φ)	40°	Sand
Tykkelse (T)	0,6m	Sandlag
Fallhøyde (h)	50m	Antatt
Hastighet (v)	31m/s	$v = \sqrt{2gh}$
Konstruksjonsfaktor (C)	0,4	Duktill brudd (tabell 6)

Tabell 7: Data for beregning av steinspranglast

Japan:

$$P = 2.108(mg)^{2/3} \lambda^{2/5} H^{3/5} \left(\frac{T}{D}\right)^{-0,58} = 435kN$$

Sveits:

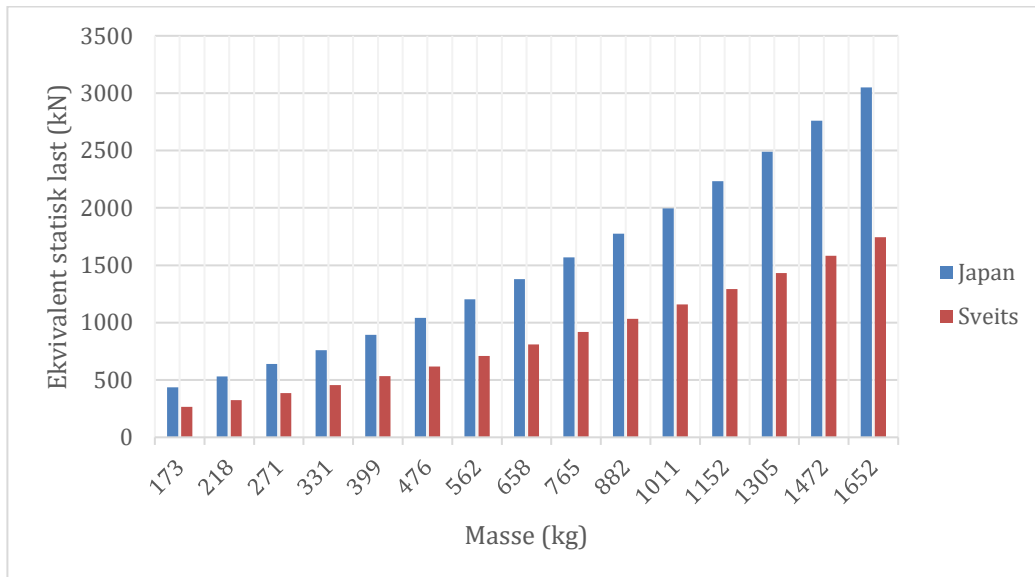
$$P_k = C \cdot 2.8 \cdot e^{-0,5} \cdot r^{0,7} \cdot M_{E,k}^{0,4} \cdot \tan\varphi \cdot \left(\frac{m \cdot v_k^2}{2}\right)^{0,6} = 266kN$$

Som nevnt tidligere er den Japanske formelen strengere og mer konservativ i forhold til den Sveitsiske metoden.

Grafen under viser noen flere eksempler på forskjellen mellom de to formlene, der en variasjon av ulike blokkmasser har blitt testet. Her har densiteten av steinblokken og alle andre parametere fra tabell 7 blitt holdt konstant, bortsett fra diameteren og masse på steinblokken (graf 8).

m	D	ρ	λ	E	φ	T	C	H	v	g	Japan	Sveits
173	0,5	2650	1000	10000	40	0,6	0,4	50	31	9,81	436	266
218	0,54	2650	1000	10000	40	0,6	0,4	50	31	9,81	532	323
271	0,58	2650	1000	10000	40	0,6	0,4	50	31	9,81	640	386
331	0,62	2650	1000	10000	40	0,6	0,4	50	31	9,81	760	456
399	0,66	2650	1000	10000	40	0,6	0,4	50	31	9,81	894	533
476	0,7	2650	1000	10000	40	0,6	0,4	50	31	9,81	1041	618
562	0,74	2650	1000	10000	40	0,6	0,4	50	31	9,81	1202	710
658	0,78	2650	1000	10000	40	0,6	0,4	50	31	9,81	1378	810
765	0,82	2650	1000	10000	40	0,6	0,4	50	31	9,81	1568	918
882	0,86	2650	1000	10000	40	0,6	0,4	50	31	9,81	1774	1034
1011	0,9	2650	1000	10000	40	0,6	0,4	50	31	9,81	1996	1158
1152	0,94	2650	1000	10000	40	0,6	0,4	50	31	9,81	2234	1291
1305	0,98	2650	1000	10000	40	0,6	0,4	50	31	9,81	2488	1433
1472	1,02	2650	1000	10000	40	0,6	0,4	50	31	9,81	2760	1584
1652	1,06	2650	1000	10000	40	0,6	0,4	50	31	9,81	3049	1744

Tabell 8: Ulike blokkmasser på sandlag som beskyttelsesmateriale



Graf 8: Sammenligning av den Japanske og den Sveitsiske modellen

5.6 Andre formler for steinspranglaster

En oversikt over andre formler og metoder for å beregne den statisk ekvivalente steinspranglasten er oppgitt i (tabell 9). Formlene er ikke diskutert videre i denne oppgaven og blir ikke beregnet eller sammenlignet i dimensjoneringen av rasoverbygg øst, Djupvik.

Formulation		Auteur	Comportement du sol
$P = 1.995 \cdot E^{\frac{2}{3}} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot W^{\frac{2}{3}} \cdot H^{\frac{2}{3}}$	Eq. 2.4	Hertz, Goldsmith	élastique
$P = 2.455W^{\frac{2}{3}}\lambda^{\frac{2}{3}}H^{\frac{2}{3}}$	Eq. 2.5	Handbook	
$P = \sqrt{2k} \cdot \left(\frac{1}{\frac{M}{m} + 1}\right)^{0.5} \cdot (mgH)^{0.5}$	Eq. 2.7	Tonello	
$P = 2\sqrt{g} \cdot M_{\epsilon}^{0.5} \cdot R^{0.5} \cdot m^{0.5} \cdot H^{0.5}$	Eq. 2.9	Lang	
$P = 1.619k^{\frac{1}{4}}W^{\frac{3}{4}}H^{\frac{1}{4}}$	Eq. 2.12	Komatuzawa	
$F_{\max} = A \left(0.7 \cdot \gamma \cdot \frac{D}{2} \cdot N_{\gamma} + c \cdot N_c + \gamma \cdot N_q \cdot d_{\max} \right)$	Eq. 2.15	Habib	plastique
$F_{\max} = \frac{m \cdot v_0}{T_{\text{imp}}} \cdot \frac{1}{\lambda}$	Eq. 2.18	Heierli	
$F = Nd^n$	Eq. 2.19	Meyer	
$P = \frac{W}{g} VK^{\frac{1}{2}} e^{-\frac{\lambda \sigma_a}{2}}$	Eq. 2.20	Sonoda	élasto-plastique
$\frac{E_1}{\frac{M}{m} + 1} = P_u d_e \left(N - \frac{1}{2} \right)$	Eq. 2.23	Tonello	
$F_{\text{res}} = P_{\text{dyn,max}} - Q$ avec $Q = q_d \cdot A$	Eq. 2.24	Lang	
$F_{st} = \kappa \frac{T_{\text{imp}}}{T_0} F_{\max}$ avec $F_{\max} = f(E)$	Eq. 2.27	Azimi	
$d_{\max} = \frac{m}{2 \cdot A} \cdot \frac{1}{b} \cdot v_0 = c \cdot m' \cdot v_0$	Eq. 2.28	Poncelet	
$P = \kappa \frac{W}{g} H$	Eq. 2.29	Japan Steel Club	Formulations empiriques
$P = 2c_r \frac{W}{g \cdot T_{\text{imp}}} \sqrt{2gH}$	Eq. 2.30	Yoshida	
$P = \beta_0 \frac{W}{g \cdot T_{\text{imp}}} \sqrt{2gH}$	Eq. 2.32	Masuya	

Tabell 9: Oversikt over andre formler for beregning av steinspranglaster [27]

6 Eksperimenter og vitenskapelige undersøkelser

I dette kapitlet skal det vises til eksperimentelle forsøk av ulike skala utført omkring i andre land. Dette for å få en bedre oversikt over metoder og resonnementer for hvordan ulike forsøk blir utført i ulike skala. Resultatene av slike eksperimentelle forsøk kan være til stor hjelp i ulike situasjoner for bestemmelse av steinspranglaster, penetrasjonsdybder, hvordan ulike materialer oppfører seg når utsatt for støtlaster og responsen av strukturen.

Det har blitt utført utallige eksperimentelle forsøk omkring i andre land og i Norge, alt fra laboratorieforsøk i små og medium skala, til realistiske og storskala forsøk i felt.

I delkapitlene nedenfor skal det presenteres noen forsøk fra Tyskland, Italia og Japan:

6.1 Oppførsel av armert betongdekke utsatt for impulslast, Dresden, Tyskland

Ved instituttet for betongkonstruksjoner TU Dresden, Tyskland [24] har det i et prosjekt blitt utført eksperimentelle forsøk med hensikt for å finne ut hvordan armerte betongdekker oppfører seg under impulsive støtlaster. Som en del av prosjektet har mange ulike betongdekker blitt testet under ulike forhold. Som resultat har deres oppførsel ved brudd/kollaps og parametere som forårsaker det, blitt analysert.

Grunnen til at dette studiet er relevant for denne masteroppgaven er at under dette studiet har det blitt forsket på ulike parametere som for eksempel fallhøyder, variasjon av massen til fallende objektet, den kinetiske hastigheten og energien. For en helhetlig forståelse av hvordan armert betongdekke oppfører seg har det i tillegg til de nevnte parametere også blitt introdusert en til parameter som tar for seg lengden og den geometriske formen av objektet som treffer betongdekket.

Prosjektet hadde som mål å levere sterke eksperimentelle referansedatasett for hvordan armerte betongdekker påvirkes av impulslast under ulike forhold med tanke på følgende spørsmål:

- Hvilken innflytelse hastigheten av impulslasten har på dekket?
- Hvilken innflytelse massen og den tilhørende energien til objektet har?
- Hvilken innflytelse skala og geometrien av objektet har?
- Hvilken påvirkning armeringsjern, dens plassering og utforming har?

6.1.1 Eksperimentelle anlegget

For dette prosjektet ble det i Otto Mohr laboratoriet i Dresden utviklet og implementert et anlegg som kan gjøre det mulig å gjøre forsøk med masser opptil ca. 2,5 tonn som tilsvarer omkring 200kJ, og fallhøyder på opptil 11m. I anlegget kan det testes betongdekker med geometri på rundt 2x2 meter, og moderate støthastigheter opp til 15m/s.

6.1.2 Eksperimentets oppsett

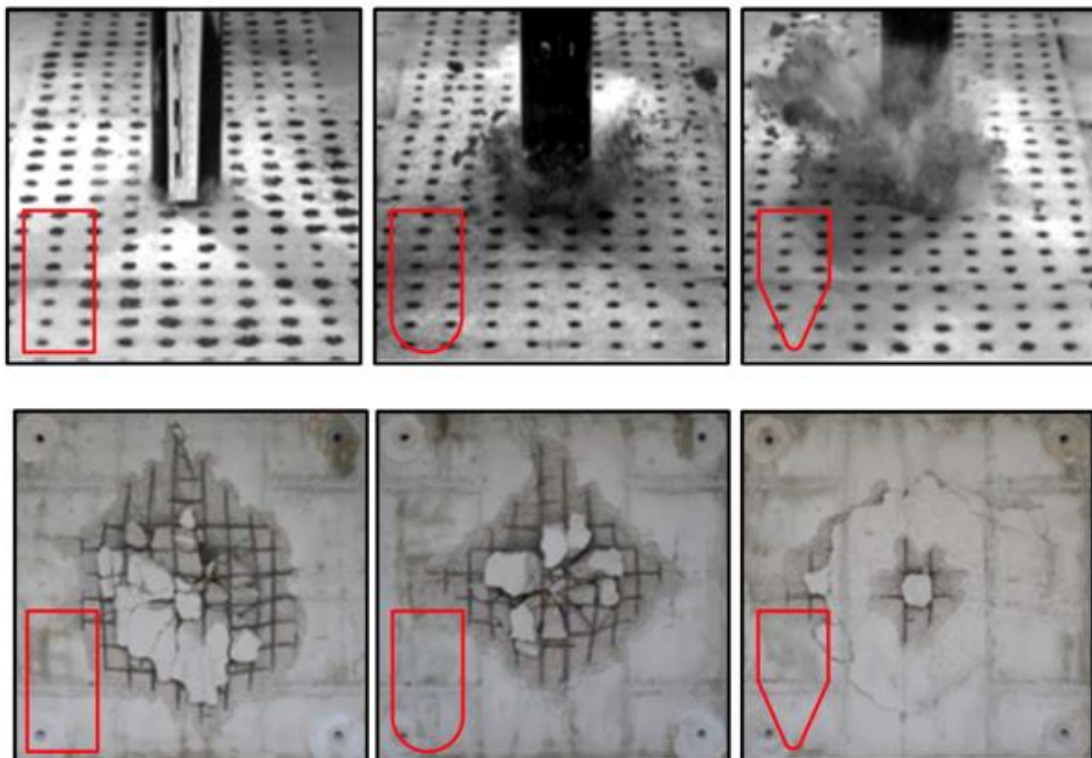
Både fallobjektet og dekket ble utstyrt med sensorer for å måle akselerasjoner og forskyvninger. Dataene ble registrert med en samplingsfrekvens på 2MHz for den aktuelle tiden på ca. 1 sekund, i tillegg ble to høyhastighetskameraer brukt for å måle direkte forskyvninger etter behov.

- Dekke
 - Betong B40
 - Geometri: 1,5x1,5x0,3m
 - Armering: BST500, Ø10mm
- Fallende Objekt
 - Fallhøyde 2m
 - Masse: 800kg
 - Lengde: 750mm
 - Diameter: 100mm

6.1.3 Innflytelse av geometrien på fallende objektet

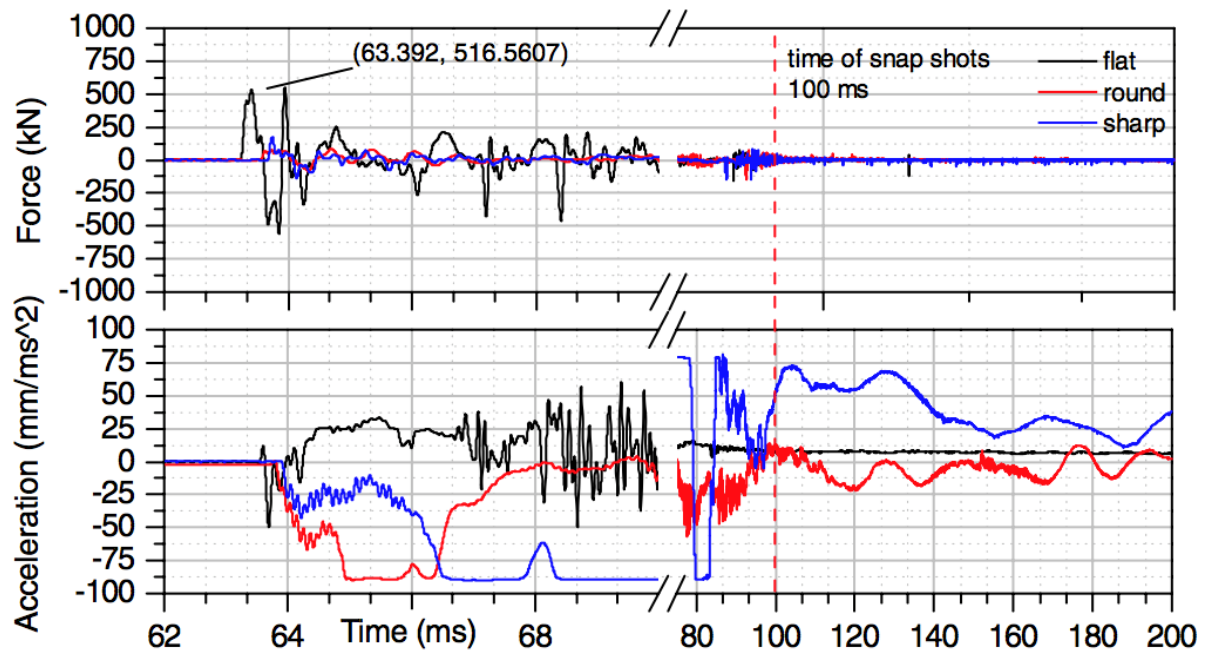
Formen på det fallende objektet spiller en stor rolle for skaden som blir påført betongdekket. Tre ulike geometrier (flat, rund og spiss) som vist i figur 21 ble testet.

Flatformede objektet viste seg å ikke trenge inn i motsetning til den runde og spisse formen som trengte inn i overflaten av betongdekket.



Figur 21: Innflytelse på betongdekket på grunn av geometrien på objektet i samme tidspunkt [24]

Diagrammet under viser maksimale verdier for krefter som ble registrert på betongdekket. Et nærmere titt på diagrammet kan vise at den maksimale trykkraften forårsaket av det flatformede objektet ble registrert til 534kN, mens for den runde og spisse ble det registrert henholdsvis 187kN og 152kN. Akselerasjonsfordelingen i tuppen av objektet var lav for den flatformede 4000g og for den runde og spisse formen ble det registrert større enn 5000g som var den maksimale grense for måleutstyret.



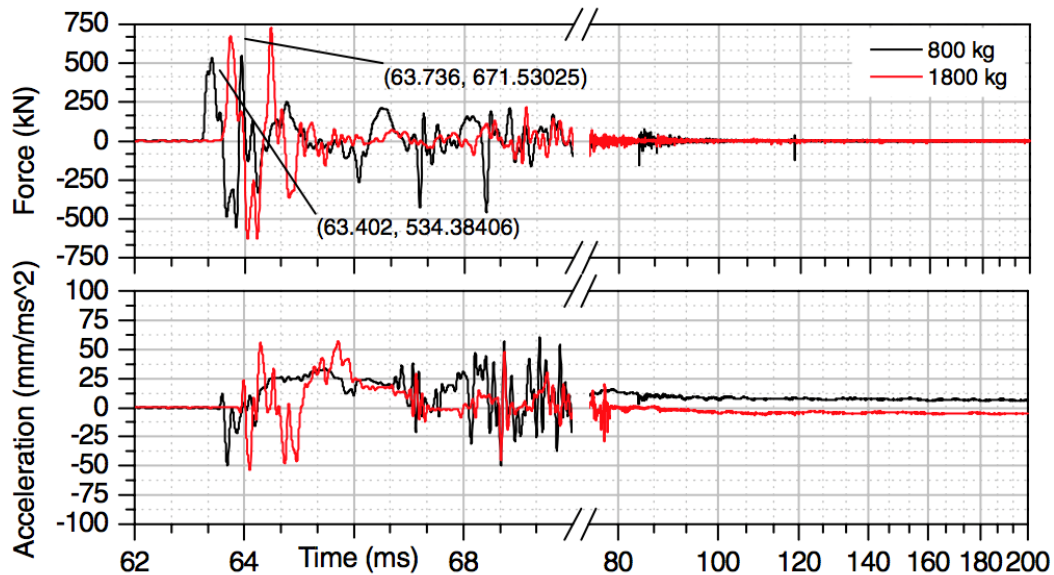
Graf 9: Støtlast- og akselerasjons-fordeling for ulike geometrier på fallobjectet [24]

Mer interessant observasjon var at for det flatformede objektet stoppet akselerasjonsfordelingen etter omkring 10ms, mens for den runde og spisse formen, fortsatte det å trenge inn og knuse overflaten av betongdekket.

6.1.4 Innflytelse av masse variasjonen og energien på fallende objektet

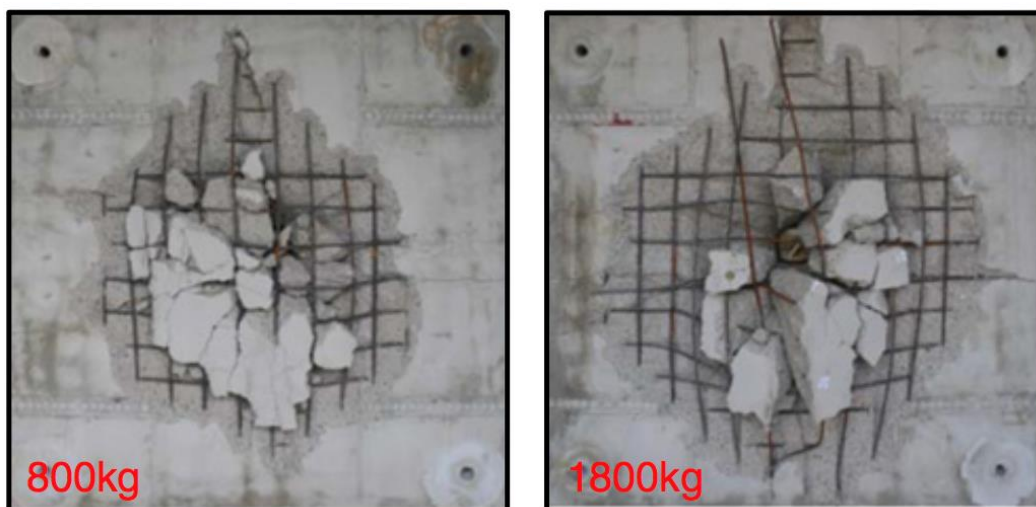
Under dette forsøket ble massen økt fra 800kg til 1800kg for det spissformede objektet. Dette førte til at energien også økte fra 15kJ til 35kJ, resultatet av støtet er vist i grafen under.

Den maksimale verdien av den første impulsen økte moderat fra 534kN til 671kN, noe som henger sammen med økningen av energien.



Graf 10: Støtkraft- og akselerasjonsfordeling for 800kg og 1800kg [24]

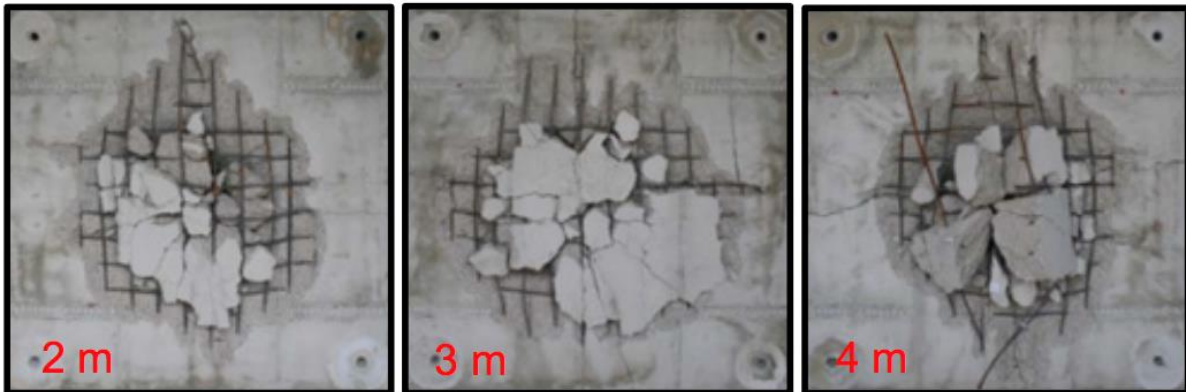
Som det vises av figur 22 er skadene betraktelig større i sammenheng med økning av masse og energien av fallende objektet. Det må nevnes at betongdekket i dette tilfellet allerede hadde blitt utsatt for støt fra den minste massen (800kg) som nesten hadde trengt gjennom hele tykkelsen av betongdekket. Det ble registrert at massen på 1800kg trengte gjennom betongdekket, og førte til at armeringen nesten oppnådde sin maksimale strekkfasthet.



Figur 22: Skader påført betongdekket på grunn av ulike masser [24]

6.1.5 Variasjon av fallhøyde

Ved å øke fallhøyden, økes også energien og hastigheten til objektet. I dette forsøket ble tre ulike fallhøyder testet, 2m, 3m og 4m. Dette førte henholdsvis til energier på 15kJ, 24kJ og 32kJ og hastigheter på 6.3m/s, 7.7m/s og 8.6m/s. Med samme masse og geometri på objektet ble det ikke registrert veldig store forskjeller på maksimale krefter som ble påført betongdekket. Det ble registrert omkring 5% forskjeller på en middelværdi av 750kN. Likevel ble det observert større skader på dekket fra forsøket med fallhøyde på 4m.



Figur 23: Skader påført betongdekket på grunn av ulike fallhøyder [24]

6.1.6 Konklusjon

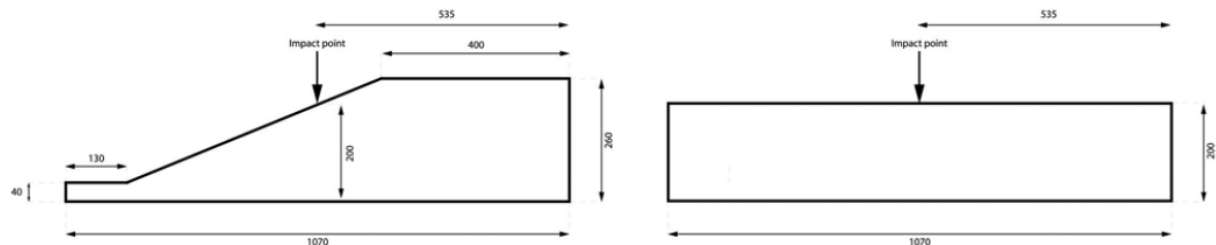
Resultatene fra de tre eksemplene gir en god indikasjon på innflytelsen av en variasjon mellom tre hovedparameterne masse, energi og hastighet av fallende objekter på armerte betongdekker. Likevel er det ikke like lett å konkludere med noe absolutt, siden det er enda flere parametere som spiller en rolle. Det er i seg selv vanskelig å definere "skadene" som ble registrert på betongdekket i forhold til realiteten når en steinblokk treffer et rasoverbygg. Som oftest har steinblokker som løsner fra fjellsider andre geometrier og former, de har ulike styrke og ikke minst ulike materialegenskaper. Under dette eksperimentet var fallobjektene av metal, som har svært ulike egenskaper enn stein og betong. Det må også nevnes at fallvinkler har stor betydning, noe som det er blitt sett bort i fra i dette prosjektet.

6.2 Steinspranglast på dempningsmateriale av granulær jord og LECA

Et stort skala test som ble utført i laboratoriet ved det tekniske instituttet i Milano [26] hadde som mål å undersøke både eksperimentelt og numerisk, fenomenet impulslast fra steinsprang og typiske dempningsmaterialer som blir brukt for å redusere belastningene på rasoverbygg.

Viktigheten av denne undersøkelsen i forhold til denne master oppgaven er at i dette eksperimentelle forsøket blir det utført en sammenligning av ulike vinkler for dempningsmaterialet i forhold til fallretningen av steinblokken.

Fire serier av fullskala tester ble utført ved å la en blokk av armert betong falle på dette energiabsorberende laget av granulær tørrjord. Spesielt lokale geometriske virkninger ble undersøkt og sammenlignet med virkninger i forhold til vinkler fra et horisontalt lag, med et lag som dannet en vinkel på 20° med fallretningen.



Figur 24: Snitt som illustrer vinklene på dempningsmaterialet og treffpunktet av steinkula [26]

I løpet av testseriene S1 og S2 ble jordlaget fornyet etter hvert støt, denne prosedyren ble ikke vedtatt for testserie S3, dette for å kunne studere effekten av tidligere konsekvenser. Testserie S4 ble utført på samme måte som tidligere serier av test, men det ble lagt inn et lag med det kunstige granulære materialet LECA (Light Expanded Clay Aggregate), et materiale som er 4 ganger lettere enn naturlig granulær tørrjord, noe som fører til at de statiske lastene på overbygg blir redusert.

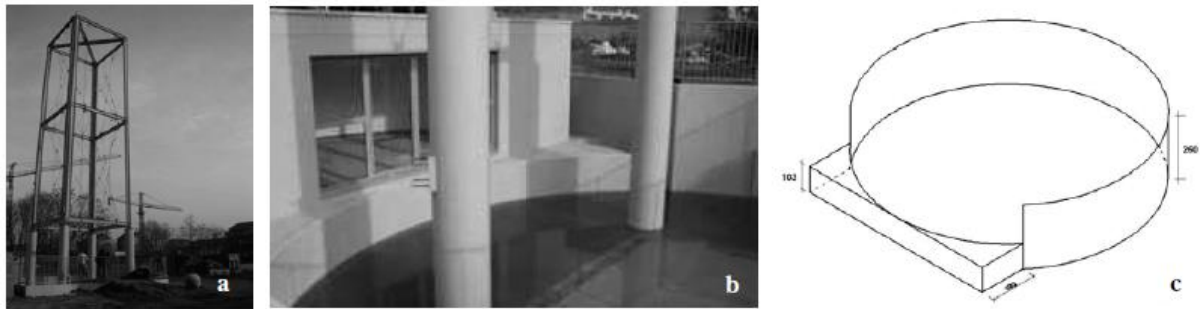
Under disse testene ble både virkningene av steinblokkas akselerasjon i tre retninger og de vertikale spenningene i jordlaget registrert. Dette gjør det mulig å evaluere både virkningen av kreftene og diffusjonen av spenningene som oppstår.

Hensikten med dette prosjektet var å komme med nyttige tips til utforming av rasoverbygg med hensyn til optimalisering av tykkelsen til dempningsmaterialet.

Resultatene fra det eksperimentelle forsøket blir sammenlignet med numeriske simuleringer. Eksperimentene ble utført med energier i området mellom 40-150kJ, mens for numeriske simuleringer kunne området økes opp til 5000kJ.

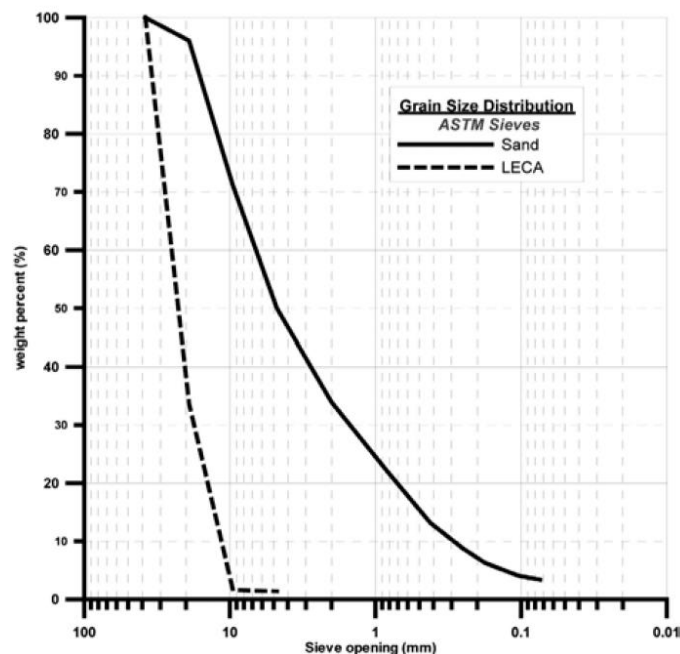
6.2.1 Eksperiment- og måleutstyr

Utstyr som ble brukt for å utføre eksperimentet besto av et hevetårn, en armert betongblokk (kuleformet) og en sirkulær grop fylt med granulære jordmasser. Hevetårnet av stål har en kapasitet til å løfte masse på 10kN med en løftehøyde på ca. 20m, noe som begrenser energien til omtrent 200kJ. Det sirkulære gropet som er fylt med løs-masser av jord har en dybde på 2,6m. og en indre diameter på 10,7m. Bunnplaten som skal tilsvare betongdekket lik taket på et overbygg, er 0,5m tykk armert betong.



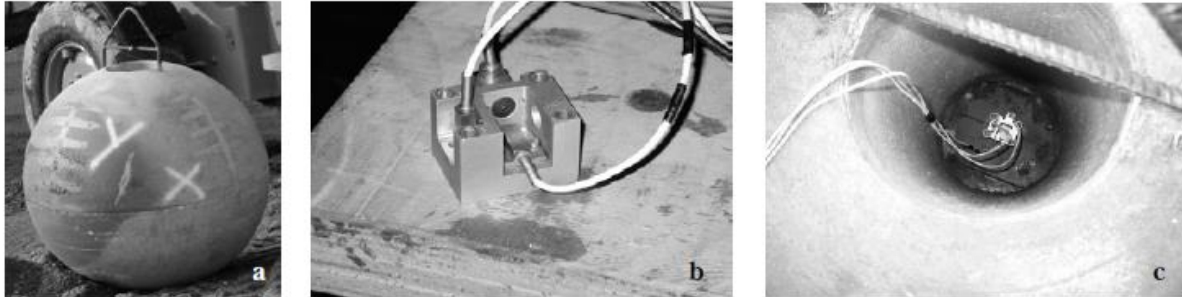
Figur 25: a) løfte tårn, b,c) sirkulær grop [26]

Dempningsmaterialene som ble testet i forsøkene er som nevnt granulære jordmasser og LECA. Til å begynne med ble gropen gradvis fylt med den naturlige jordmassen med en løs struktur (beregnet relativ densitet på omtrent 30% som tilsvarer en friksjonsvinkel på ca. 30°) etter hvert forsøk som førte til komprimering, ble ca. en meter av jordmassen fjernet og deretter satt inn på nytt. Slik at jordmassene ikke blir veldig komprimert, noe som kan føre til skade på måleinstrumentene som er montert på bunnplaten. Alle forsøkene ble utført med samme betongblokk med diameter på 900mm og en masse på 850kg. Grafen under viser de korresponderende kornstørrelsene og vektprosenten på de to materialene.



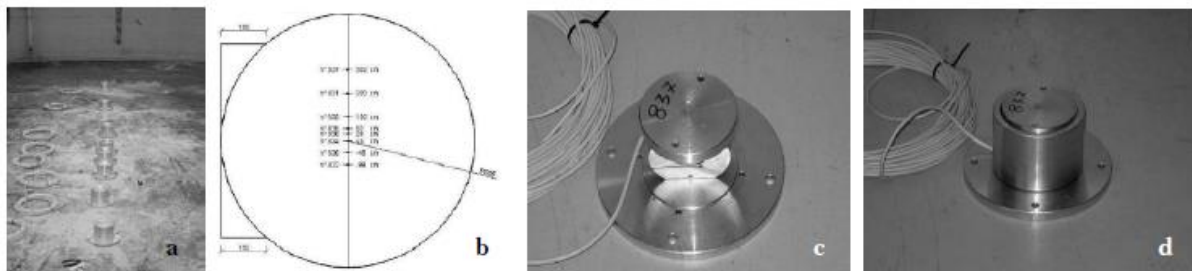
Figur 26: Kornstørrelse kurver for sand og LECA [26]

Måleinstrumenter av ulike slag ble brukt til å måle akselerasjoner langs tre ortogonale retninger. Et akselerometer av typen EGCS-200 (figur 27) festet til en metallboks innstøpt i senter av tyngdepunktet av steinblokken ble montert. Ut ifra registrerte akselerasjoner av betongkula i ulike stadier og kreftene som blir målt direkte på kula, kunne posisjonen og penetrasjonsdybden integreres.



Figur 27: a) Steinblokk med b,c) Akselerometer [26]

Støtkreftene som blir registrert i det steinkulen kommer i kontakt med dempningsmaterialet er generelt mye større enn egenvekten til steinen, dermed utøves det en større slagkraft fra steinkulen til dempningsmaterialet som forplanter seg gjennom materialet som en bølge. Disse bølgene blir tatt opp/registrert av 8 målere som er plassert i bunnen av gropen, altså på betongdekket (figur 28).



Figur 28: a) Lastmålere plassert i bunnen av gropen b) Plasseringsskjema av målerne c,d) målerdetaljer [26]

6.2.2 Eksperimentelt forsøk og resultater

Forsøkene kan skjematisk deles inn i 4 forskjellige serier som følgende:

- Serie S1: utføres på en 20° skråstilt lag av jordmasser
- Serie S2: utføres på et horisontalt lag av jordmasser
- Serie S3: utføres på et horisontalt, men komprimert lag av jordmasser
- Serie S4: Horisontalt jordlag, men tildekket med varierende tykkelse av LECA

Tabellen under klassifiserer testseriene i henhold til helningsgraden av dempningsmaterialet, fallhøyde og energien av blokken. All data og resultater fra de ulike testseriene vil ikke bli analysert og illustrert i denne oppgaven, men noen utvalgte resultater vil bli presentert og kommentert.

Series	Test #	Slope inclination (°)	Falling height (m)	Impact energy (kJ)
S1	1	20	5	41.7
	2	20	10	83.4
	3	20	13.7	114.2
	4	20	18.45	153.8
S2	5	0	5	41.7
	6	0	10	83.4
	7	0	13.7	114.2
	8	0	18.45	153.8
S3	9	0	10	83.4
	10	0	10	83.4
S4	11	0	10	83.4
	12	0	10	83.4

Tabell 10: Oversikt over utførte test [26]

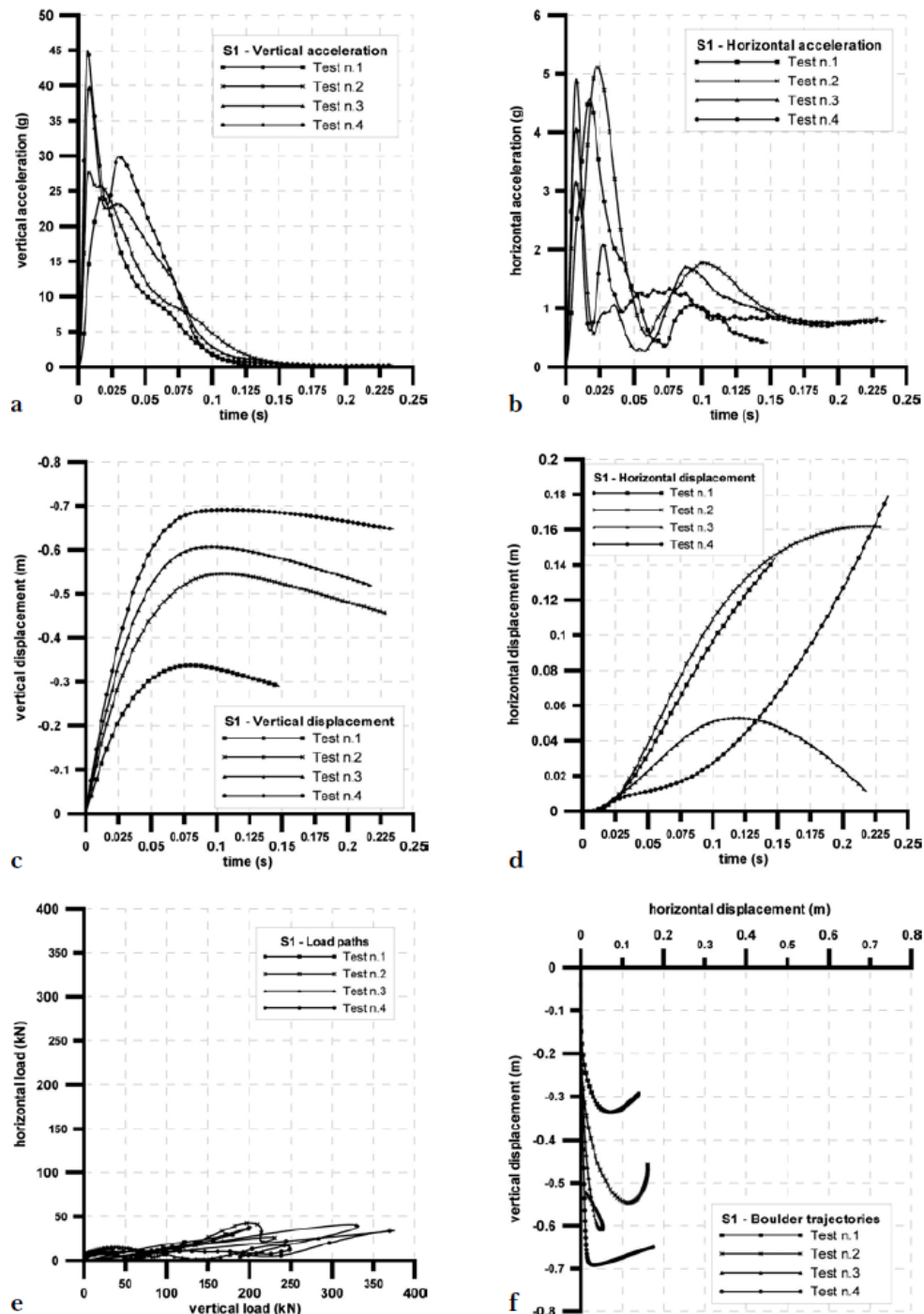
Den progressive nummereringen av testene følger en kronologisk rekkefølge, som er ganske viktig å ta hensyn til på grunn av komprimeringen av dempningsmaterialet som skjer etter et støt fra tidligere test.

Resultater som tilhører samme testserier blir analysert separat.

Testserie S1:

Som vist i (figur 24) blir testserien S1 (test#1-4) utført på skråstilte jordmasser som danner en vinkel på 20° med fallretningen. Det blir observert nedbøyninger i både horisontal- og vertikal retningen (mest i retningen normalt på jordlaget).

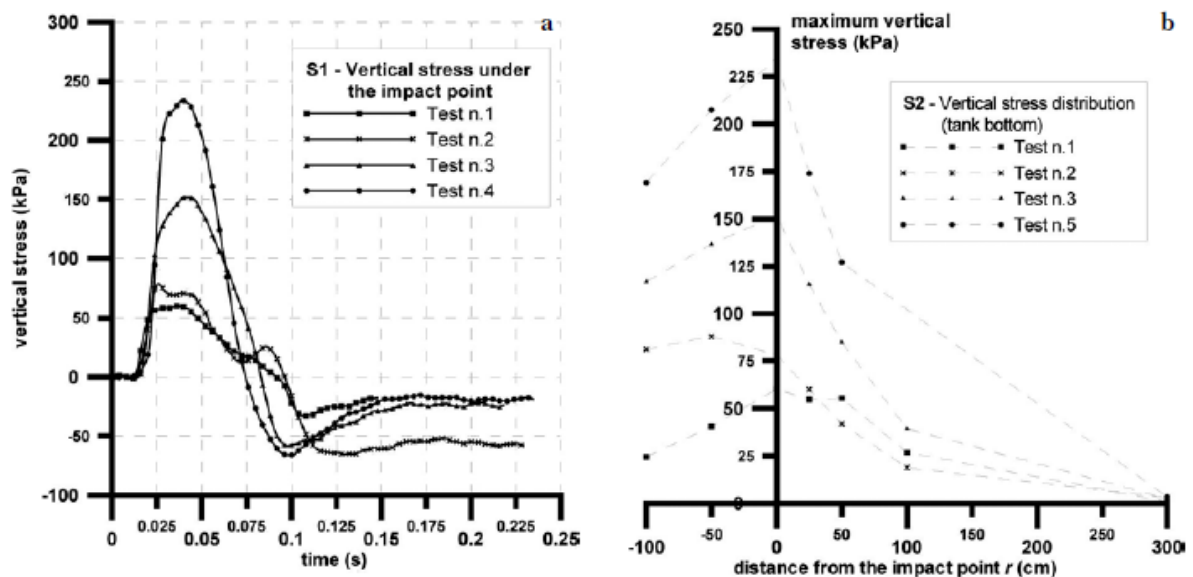
Dataene som er plottet inn i diagrammene under viser at både maksimale akselerasjoner av steinkula og penetrasjonen av den inn i jordlaget, øker med fallhøyden.



Graf 11: Testserie S1. (a,b) Akselerasjoner (c,d) Horisontal og vertikal forskyvning av kula (e) trykkfordeling i horisontal og vertikal retning (f) penetrasjon av kula i begge retninger. [26]

Steinblokken spretter ikke videre i noen av testene, dvs. at den blir liggende etter at den har penetrert jordlaget. Dermed kan den merkelige formen av penetrasjonsbanen i den vertikale retningen i (graf 11f) forklares på grunn av helningen av jordlaget. Trykkfordelingen (kN) i horisontal og vertikal retning illustrert i (Graf 11e) viser effekten av støtenergien for testene 1 til 4. Dette har med hvordan steinblokken penetrerer jordlaget som en effekt av dens energi.

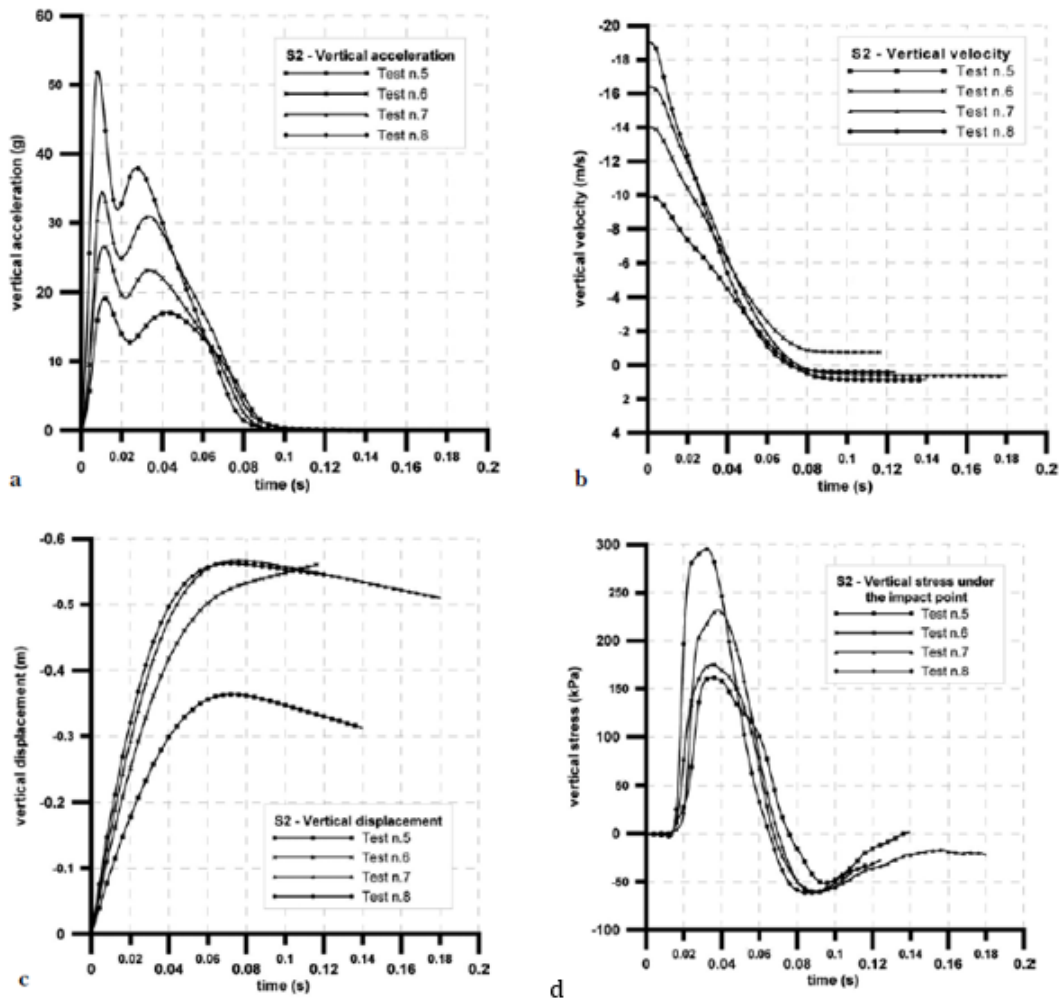
Grafene under illustrerer tidshistorien for påkjenninger ved hjelp av lastmålerne som er plassert i bunnen av gropen. Det er åpenbart en tidsforsinkelse på grunn av forplantningstiden av spenningsbølger i jordlaget. Fordelingen av maksverdiene av vertikale påkjenninger for de fire testene er vist i (Graf 12b). Den tydelige asymmetrien er begrunnet i dette tilfellet på grunn av skråningen/helningen av jordlaget. Det er også tydelig at maksimale spenninger oppstår rett under treffpunktet.



Graf 12: Testserie S1. a) vertikale spenninger som en funksjon av tid, i midtpunktet av platen b) Maksimale vertikale spenninger på plata og distansen fra treffpunktet [26]

Testserie S2:

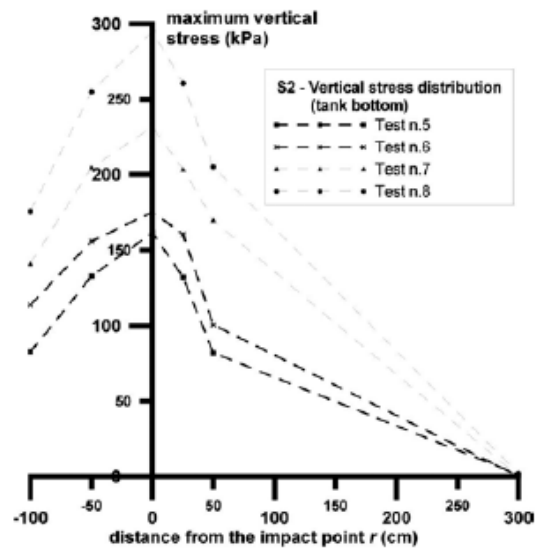
Forsøkene 5 til 8 som inngår i testserien S2 ble utført på horisontalt jordlag. Derfor blir det under disse forsøkene bare sett på vertikale akselerasjoner, hastigheter og forskyvningskurver.



Graf 13: Testserie S2. a) Vertikale akselerasjonen b) Vertikale hastigheten c) Penetrasjonsdybden d) vertikale spenninger i midtpunktet av platen [26]

Vertikale spenningene som oppstår rett under treffpunktet av steinblokken er vist i (graf 13d). Trykkbølgene fra blokken forplantet seg i dette tilfellet gjennom jordlaget i løpet av omtrent 0,015 sekunder, som tilsvarer en gjennomsnittlig hastighet på ca. 130m/s.

Maksimal verdiene for vertikale spenninger (Grafen 14) viser avstanden fra midten av treffpunktet. Sammenlignet med figur (12 b), er grafen mer symmetrisk i dette tilfellet, på grunn av at det er et horisontalt lag av jord.



Graf 14: Testserie S2. Profil av maksimale vertikale spenninger på plata [26]

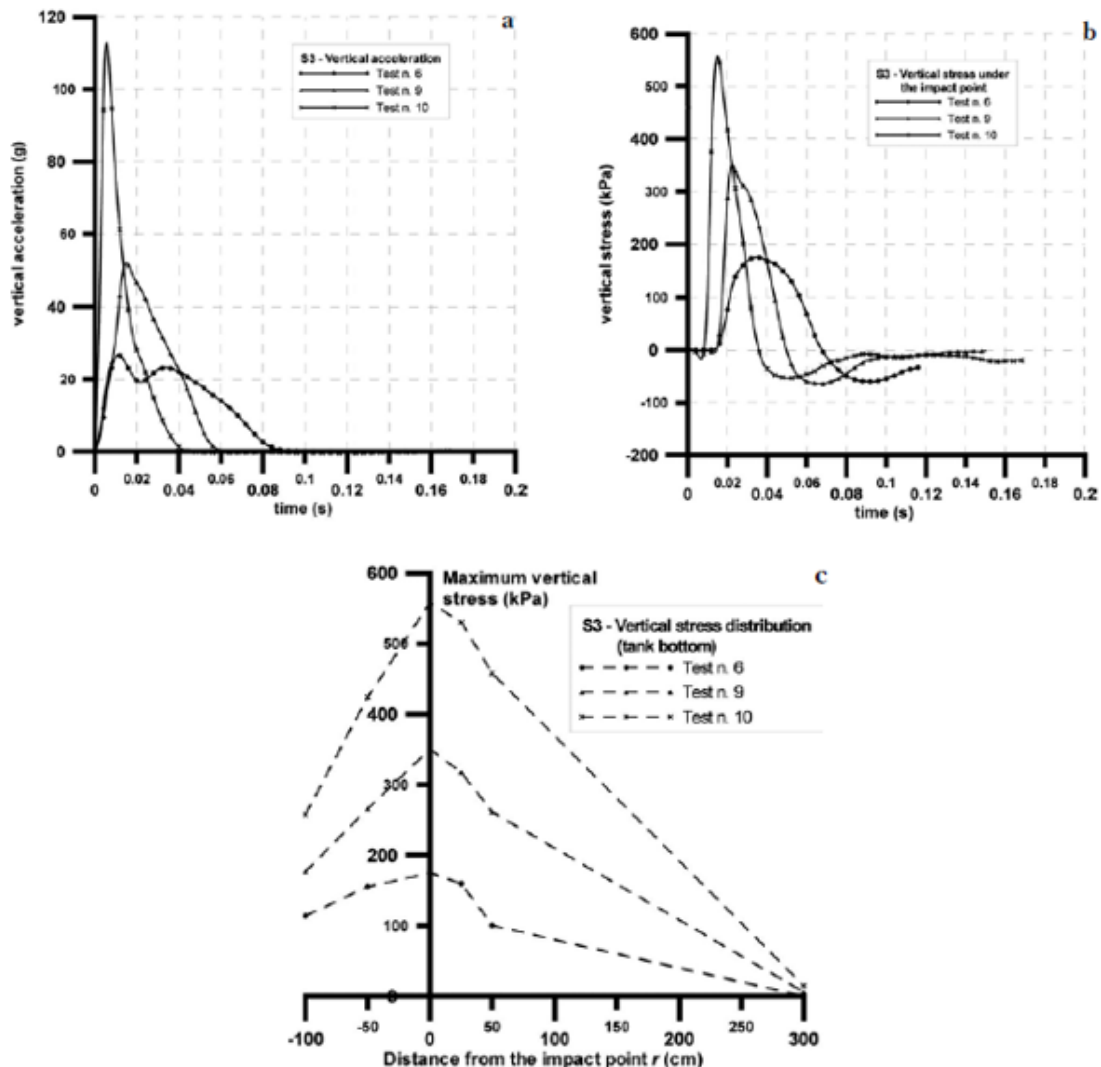
En sammenligning mellom testseriene S1 og S2 viser at:

- Helning på beskyttelseslaget ikke har så stor innflytelse på den maksimale vertikale akselerasjonen.
- Kontakttiden mellom impulslasten og beskyttelseslaget øker hvis det er helning, i forhold til hvis det er et horisontalt lag.
- De vertikale spenningene på bunnen av gropen (altså dekket) minker med helning i beskyttelseslaget.

Testserie S3:

Denne serien av test ble utført med hensikt for å finne effekten av komprimert dempningsmateriale. Som tidligere nevnt ble ikke jordlaget satt inn på nytt (omformet) etter at den var utsatt for tidligere forsøk. Det ble utført to test med samme fallhøyde som for test nummer 6 fra testserie S2. Resultatene i (graf 15) viser en betydelig økning i støtlasten fra steinblokken, økning i spenningene som oppstår på plata, og fører til mye høyere bølgeforplantning gjennom materialet.

Mekaniske responsene i overflatene av dempningsmaterialet på grunn av komprimeringen har stor innflytelse på økningen av kraften registrert i test nummer 9 og 10. Det er også verdt å merke seg at denne økningen av kraften (graf 15a) ikke har en linjer sammenheng med økningen av spenningene som blir registrert på plata (graf 15b). En mulig forklaring/begrunnelse for dette er økningen i den relative tettheten til det komprimerte materialet, som gir en høyere gjennomsnittlig materialstivhet og fører til at spenninger og trykkbølger forplanter seg bedre.

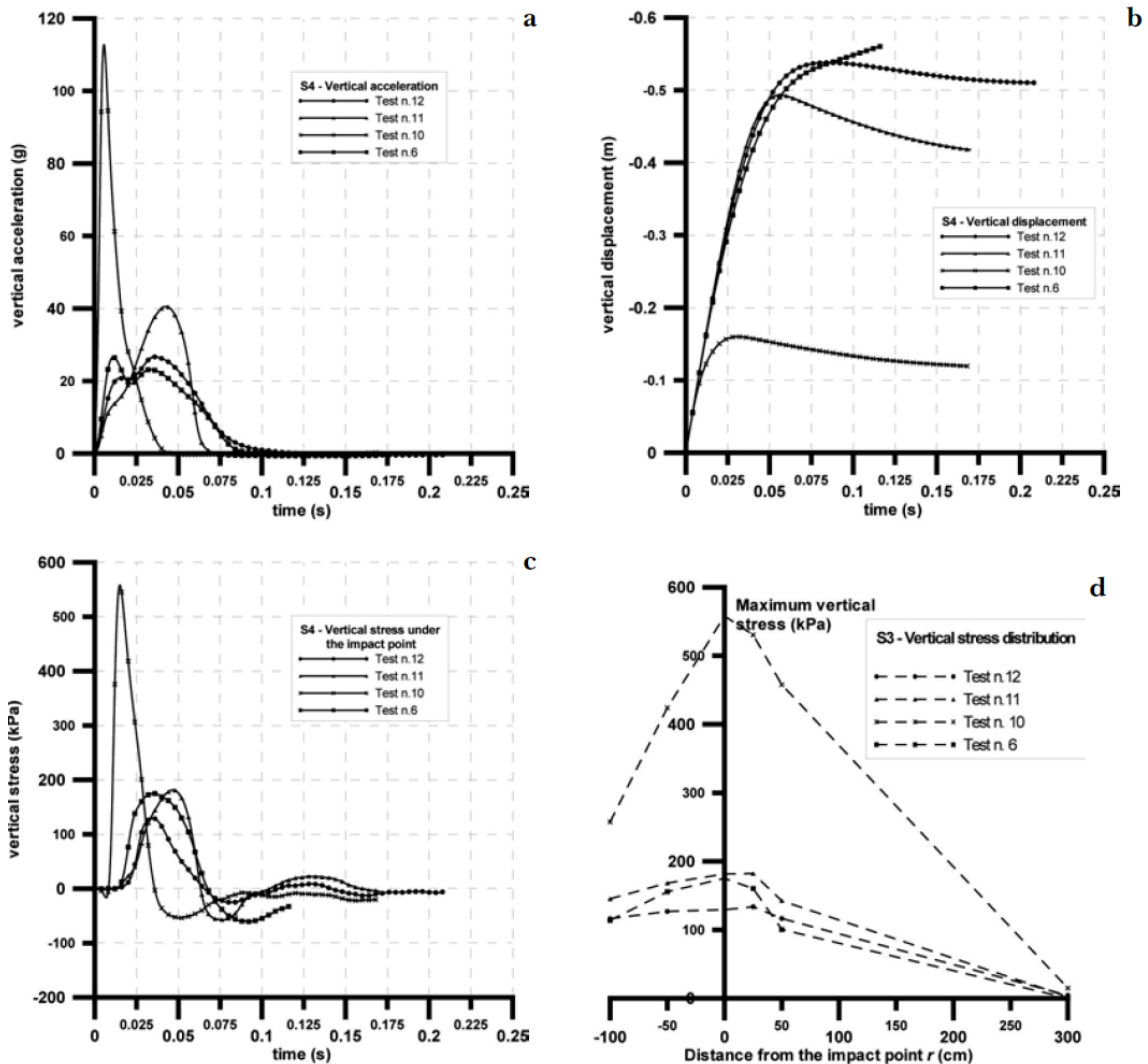


Graf 15: Testserie S3. a) akselerasjon b) spenninger i senter av plata c) profil av maksimale vertikale spenninger under treffpunktet [26]

Testserie S4:

Denne serien av test ble utført med hensikt for å finne bidraget og evaluere den mekaniske effekten av materialet LECA. Dette materialet har tilnærmet samme innvendige friksjonsvinkel som for grov sand (30°), men har mye mindre egenvekt i forhold. I grafene under er resultatene fra fire eksperimentelle forsøk sammenlignet, alle karakterisert med samme fallhøyder på 10m som tilsvarer samme fallhøyder for forsøkene nummer 6 og 10, beskrevet tidligere.

For forsøkene 11 og 12 har det blitt eksperimentert med henholdsvis tykkelser på 0,5 og 1,0m LEKA



Graf 16: Testserie S4. forsøkene 11 og 12 sammenlignet med forsøkene 6 og 10 [26]

Som en første kvalitativ observasjon, kan det fra figur (16a) vises at den reflekterte bølgen er særlig tydelig i forsøk nummer 11, der den andre akselerasjonstoppen er høyere enn den første.

Fra de eksperimentelle resultatene presentert i grafene ovenfor kan vi konkludere med at:

- En 0,5m tykk LECA-sjikt er ikke tilstrekkelig til å unngå en direkte interaksjon mellom den gjennomtrengende steinkula og det tette jordsjiktet på undersiden.
- Selv når tykkelsen på LECA-sjiktet er lik 1,0m har tilstedeværelsen av det tette sandlaget på undersiden en effekt på den maksimale verdien av blokkas akselerasjon, dette på grunn av refleksjonen av trykkbølgefenomenet.
- For støtlaster karakterisert ved samme størrelse som for forsøkene 6 og 12, har LECA-sjiktet en reduserende effekt på spenningene som oppstår på bunnen av plata.

6.2.3 Konklusjon

Disse realitetsnære og storskala forsøkene som er utført i dette prosjektet har fremhevet mange nyttige aspekter av virkningen av fenomenet impulslaster på dempningsmaterialer. Når det gjelder krefter som oppstår under impulslaster, så viste det seg at helning/skråning i dempningsmaterialet ikke spilte en så viktig rolle som det var forventet. Heller ikke det kunstige materialet LECA viste seg å ha en stor påvirkning på kreftene som oppstår. De registrerte tidsintervallene for støtkreftene er markert ved interaksjonen mellom den penetrerende blokken og den reflekterte kompresjonsbølgen. Denne effekten er forsterket på grunn av heterogeniteten av sjiktene, og nesten forsvinner når sjiktene er homogene, uavhengig av dens relative tetthet. Den relative tettheten til de øvrige lagene av jordmassene er nøkkelfaktoren som bestemmer maksverdiene av støtkraften.

Under en gitt støtkraft reduseres påkjenningene for både skråstilte og det horisontale laget, når dekket med sjikt av LECA.

Forplantningen av trykkbølger innenfor dempningsmaterialsjiktet er et komplekst fenomen som er styrt for det meste på grunnlag av materialets geometri og de mekaniske egenskapene, men generelt kan det sies at det oppstår en forsterket dynamisk virkning.

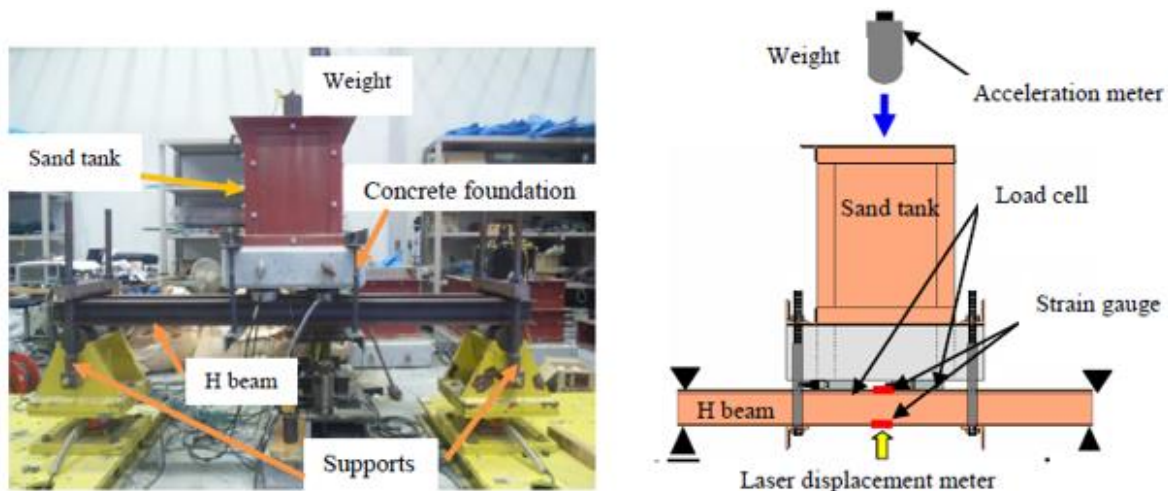
6.3 Sand og sprengstein som dempingsmateriale over stålbjelke utsatt for impulslast

En studie gjennomført i laboratoriet ved Kanazawa universitetet i Japan [25], har hatt som mål å undersøke materialegenskapene til sand og sprengstein som beskyttelsesmateriale for rasoverbygg. Prosjektet har hatt som mål å utforske støtlaster som opptrer, den absorberende effekten av beskyttelseslagene og det dynamiske samspillet mellom dempningsmaterialet og underliggende bæreelementet som i dette tilfellet har vært stålbjelker med H-tverrsnitt.

6.3.1 Metode

Det eksperimentelle oppsettet og måleinstrumentene som ble brukt i forsøket er vist i (Figur).

Sand tanken som har bredde, lengde og høyde lik 350x350x500mm er fylt opp med sand og plassert i midten av to parallelle H-bjelker (100x100x6,8) av stål som er fritt opplagt med ulike spennvidder på 1,3m, 1,8m, 2,8m og 3,8m. Fallobjektet som blir brukt i eksperimentet har masse 7,23 tonn og er av stål med en kuleformet spiss.



Figur 29: a) Eksperiment oppsett b) Måleutstyr for eksperimentet [25]

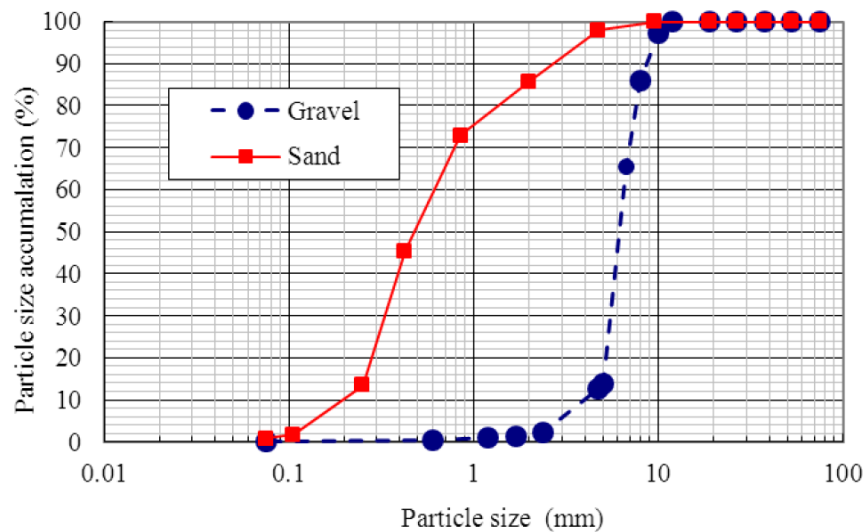
Måleutstyr som ble brukt i eksperimentet var blant annet et akselerometer av typen (AS-100HA fra Kyowa Electronic Instruments Co., Ltd) plassert i tyngdepunktet av fallobjektet. Lastmåler av typen (LUK-1TBS fra Kyowa Electronic Instruments Co., Ltd) ble montert mellom sand-tanken og bjelken for å måle den overførte kraften fra tanken til bjelken. Nedbøyningen av bjelken ble målt med laserutstyr, og to deformasjonsmålere plassert på overkant og underkant av bjelken (figur 29b).

To type materialer ble undersøkt, sand og sprengstein. Tabellen under viser materialegenskapene.

Type	D_{10} (mm)	D_{30} (mm)	D_{60} (mm)	Effective particle size D_{50} (mm)	Uniformity coefficient C_u	Coefficient of curvature C_c
Sand	0.2	0.34	0.61	0.49	3.10	0.95
Gravel	4.0	5.5	6.5	6.1	1.63	1.16

Tabell 11: material egenskaper, sand og sprengstein [25]

Grafen under viser variasjonen av kornstørrelsen for begge materialene.



Graf 17: Akkumulert kornstørrelse, sand og sprengstein [25]

I begge tilfeller, både for sand og sprengstein ble det eksperimentert med tykkelser på 0,5m. Tabell (12) gir en oversikt over begge eksperimentene med ulike bjelkelengder og fallhøyder.

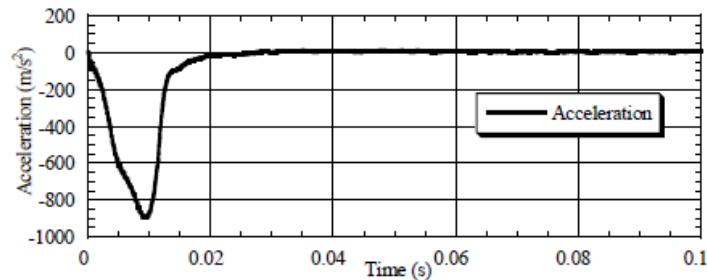
Cushion	Span length of beam (m)	Falling heights of weight (m)
Sand	1.3	0.50,0.75,1.00,1.25,1.50,1.75,2.00
	1.8	0.50,0.75,1.00,1.25,1.50,1.75,2.00
	2.8	0.50,0.75,1.00,1.25,1.50,1.75,2.00
	3.8	0.50,0.75,1.00,1.25,1.50,1.75,2.00
Gravel	1.3	0.50,0.75,1.00,1.25,1.50,1.75,2.00
	1.8	0.50,0.75,1.00,1.25,1.50,1.75,2.00
	2.8	0.50,0.75,1.00,1.25,1.50,1.75,2.00
	3.8	0.50,0.75,1.00,1.25,1.50,1.75,2.00

Tabell 12: Liste over ulike forsøk [25]

6.3.2 Resultater

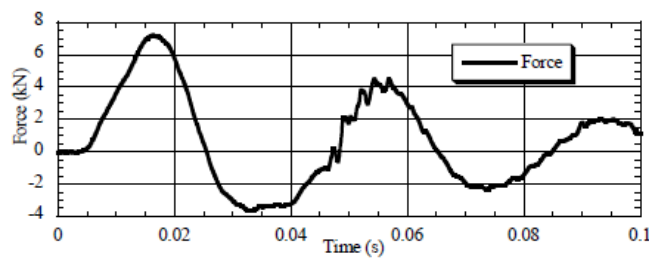
Figurene nedenfor viser målte data i forhold til tiden for forsøk med bjelkelengde på 1,8m og fallhøyde på 2m for sand.

Som det vises av (graf 18) oppnår fallobjektet maksimal akselerasjonen ca. 0,01 sekunder etter at den har kommet i kontakt med sandlaget, og blir «bremset» helt opp etter 0,02 sekunder.



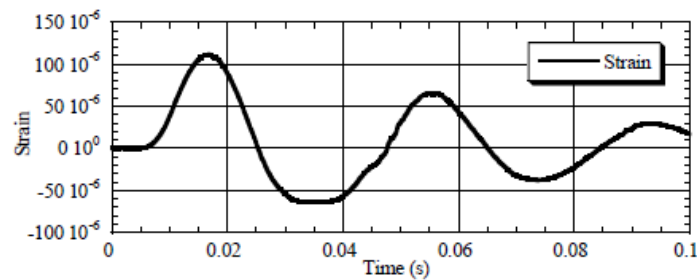
Graf 18: Akselerasjon [25]

Den transmitterte/overførte kraften målt under sandlaget gjorde utslag etter bare 0,005 sekunder og oppnådde maksimalverdi etter 0,016s, før den ble null igjen etter 0,025 sekunder.



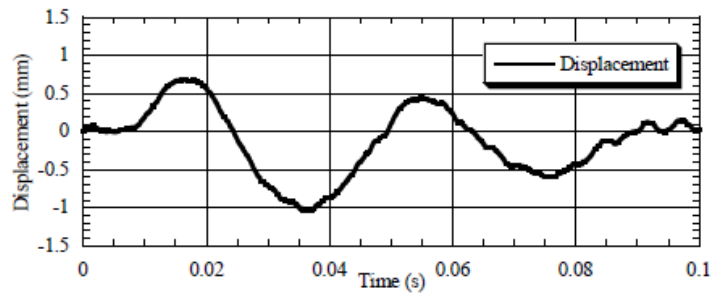
Graf 19: Overført kraft gjennom sandlaget [25]

Tøyning av bjelken startet etter 0,01s, oppnådde maksimalverdi etter 0,016s, før den ble null igjen etter 0,025s.



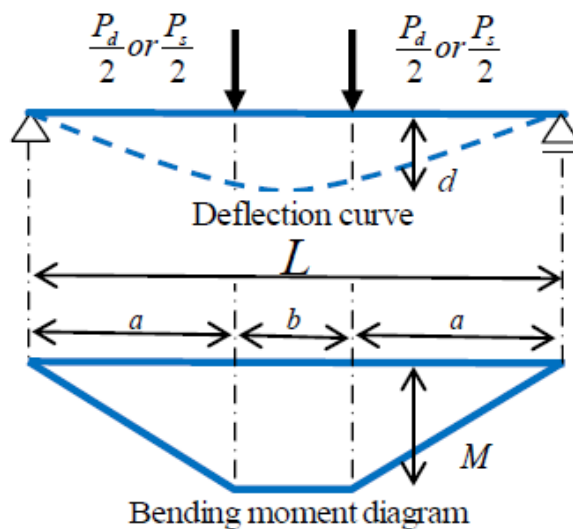
Graf 20: Tøyning i midtspenn av bjelken [25]

Forskyvningen i midtpunktet av bjelken startet etter 0,01s, oppnådde maksimalverdi etter 0,016s, før den ble null igjen etter 0,025s.



Graf 21: Nedbøyning i midten av bjelken [25]

Generelt er den dynamiske oppførselen av en konstruksjon eller konstruksjonsdel under harde støt et veldig komplisert fenomen. Hard støtkraft betyr i dette tilfellet at størrelsen på impulslasten er stor, mens varigheten av effekten er svært kort. Samtidig er det også kjent at responsen av konstruksjon under forholdsvis «myk» støtkraft er for det meste kvasi-statisk, det kan på grunn av dette dempningsmaterialet som absorberer støtenergien, antas at responsen i dette tilfellet også ses på som kvasi-statisk. Figur (30) viser nedbøyningskurven og bøyemomentdiagrammet for bjelken og to konsentrerte statisk ekvivalente krefter. Ekvivalente statiske kreftene som virker på bjelken kan bestemmes ut ifra disse antagelsene.



Figur 30: Nedbøyningskurve og momentdiagram [25]

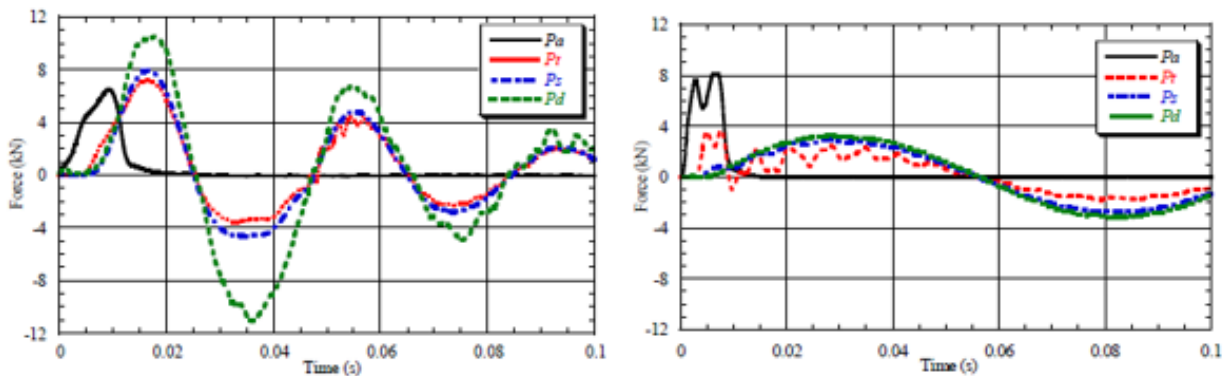
P_s og P_d er ekvivalente krefter fra henholdsvis tøyning og nedbøyning.

En sammenligning av støtlaster (P_a), transmitterte/overførte krefter (P_t) og de statisk ekvivalente kreftene (P_s og P_d) for fire tilfeller med ulike lengder på bjelken og for materialene sand og sprengstein er vist i Grafene ().

Støtlasten P_a er i dette tilfellet mindre enn de andre kreftene for situasjonen med sand og bjelkelengde på $L = 1.8\text{m}$ (graf a). Det kan også observeres at P_a -kurven har samme form som P_t (den overførte kraften) i den første perioden. Etter hvert kan det observeres at kurven for P_t følger samme mønster som kurvene for P_s og P_d .

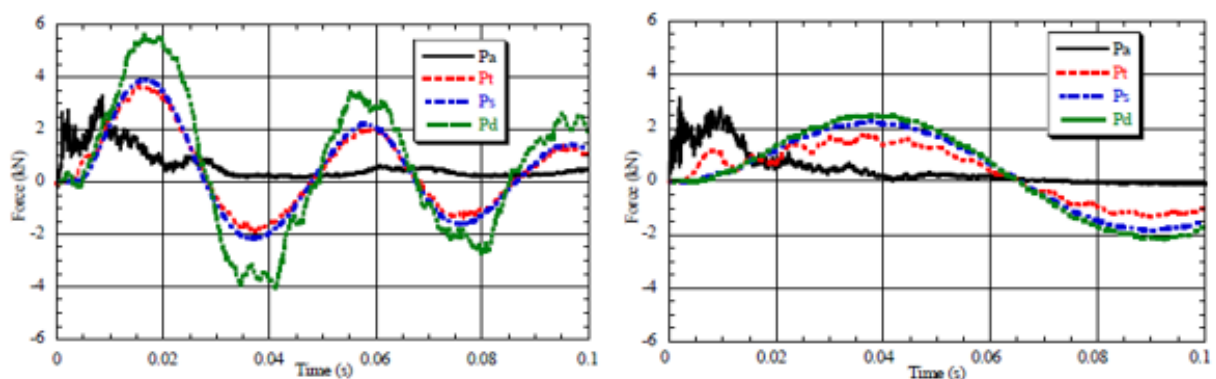
Mens for tilfellet med bjelkelengde på 3.8m (graf b) ser vi at P_a gir størst utslag. Det kan også observeres at periodene er dobbelt så lange i forhold til bjelke lengden på 1.8m .

Lignende tendenser kan også observeres for sprengstein i grafene c og d.



Graf 22: a) Sand ($L=1.8\text{m}$, $H=2.0\text{m}$) b) Sand ($L=3.8\text{m}$, $H=2.0\text{m}$) [25]

Selv om lignende tendenser kan observeres fra grafene til sprengstein som det var for sand, bør det likevel legges merke til at maksimalverdiene for kreftene er mye mindre for sprengstein i forhold til sand. Det er tydelig at sprengstein har bedre egenskaper til å absorbere impuls krefter enn det sand har. Det er også verdt å merke seg at spennvidder også spiller en rolle for egenskapene til dempningsmaterialene.



Graf 23: c) Sprengstein ($L=1.8\text{m}$, $H=2.0\text{m}$) d) Sprengstein ($L=3.8\text{m}$, $H=2.0\text{m}$) [25]

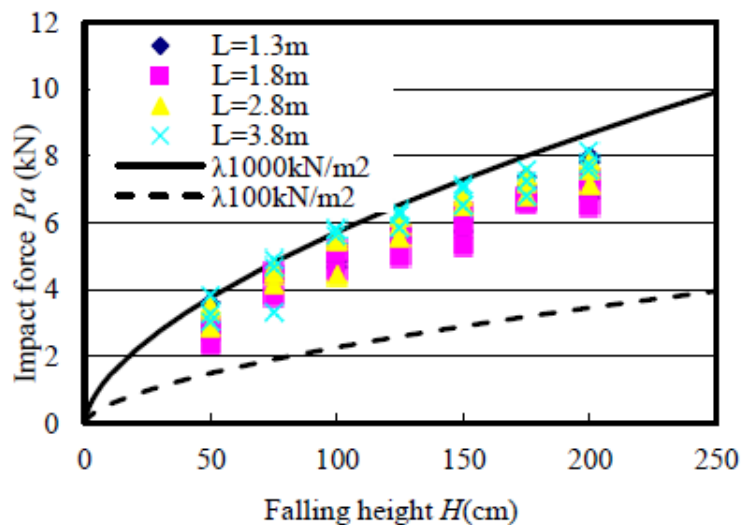
6.3.3 Maksimale ekvivalente laster og Dynamisk forstørrelsesfaktor

Den mest brukte formelen i Japan for beregning av ekvivalente krefter som ble introdusert i kapittel 5.2.4 er blitt brukt for å sammenligne resultatene for maksimale laster i (grafene 22 og 23).

$$P = 2.108(mg)^{2/3} \lambda^{2/5} H^{3/5} \left(\frac{T}{D}\right)^{-0.58}$$

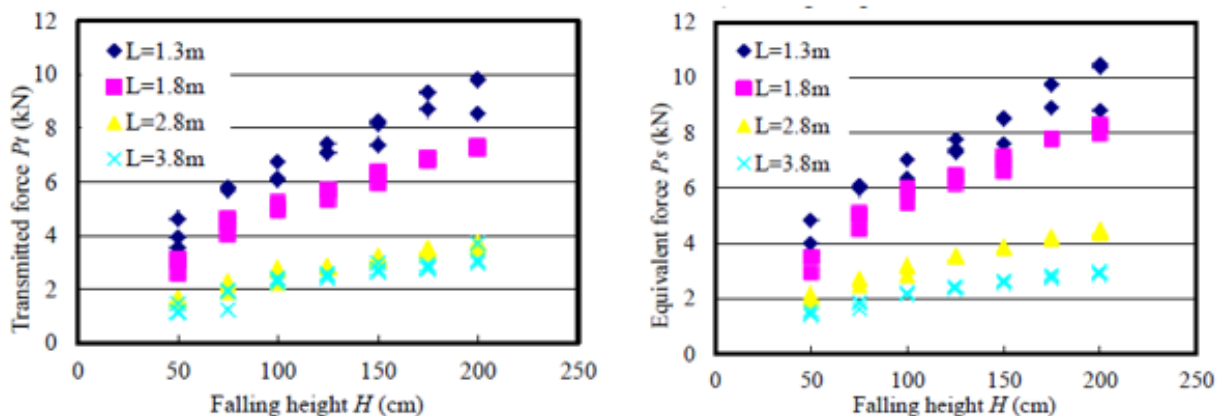
Sand:

Som det illustreres i (graf 24) er det blitt plottet inn verdier for alle bjelkelengdene i dette forsøket og to ulike verdier for λ (lame koeffisienten). For støtlasten P_a har ikke spennvidder så mye å si.



Graf 24: Fallhøyder og støtlasten P_a [25]

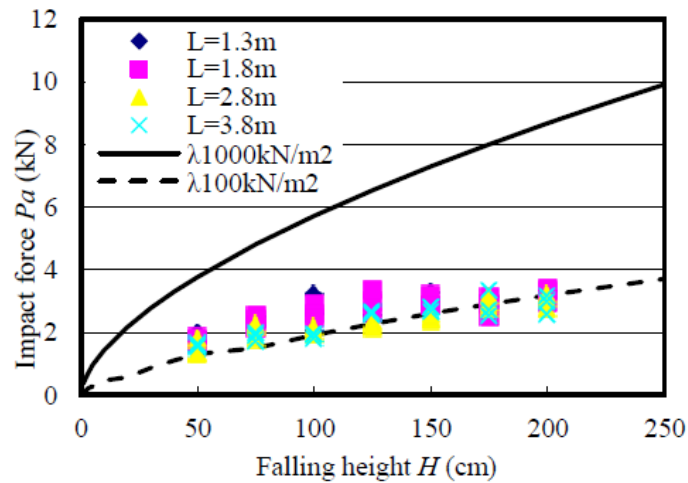
Når det gjelder den transmitterte/overførte kraften (graf 25b) kan det observeres at for kortere spennvidder fås det større krefter. Lignende tendenser kan også ses for ekvivalente kraften P_s (graf 25c)



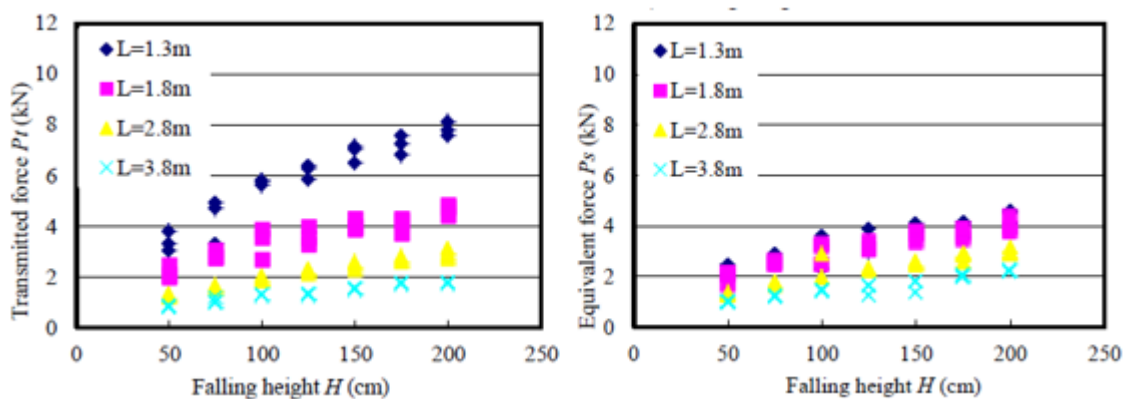
Graf 25: a) Fallhøyder og overførte-kraften P_t b) Fallhøyder og ekvivalente kraften P_s [25]

Spregstein:

Grafene nedenfor illustrerer verdier fra samme forsøk som for sand, men her for spregstein. Det viser seg at det ikke er merkbare forskjeller mellom spennvidder og kraften P_a i dette tilfellet heller.



Graf 26. Fallhøyder og støtlasten P_a [25]



Graf 27: a) Fallhøyder og overførte-kraften P_t , b) Fallhøyder og ekvivalente kraften P_s [25]

Dempningsmaterialene sand og spregstein har mye av de samme egenskapene som påvist i eksemplet over. Men som det vises i (graf 27a,b) er den overførte kraften P_t mye større enn den statisk ekvivalente kraften P_s . for spregstein, sammenlignet med for sand der tilfellet var motsatt.

Dynamiske forstørrelsesfaktoren:

Det er vanligvis nødvendig å anslå støtbelastningene på rasoverbygg på en rasjonell og sikker måte. Det er kjent at den dynamiske effekten av steinspranglast vil være noe større enn hvis samme lasten hadde vært statisk. I den sammenheng finnes det ulike metoder for å beregne den dynamiske forstørrelsesfaktoren som gir ett tillegg i forhold til den ekvivalente statiske lasten.

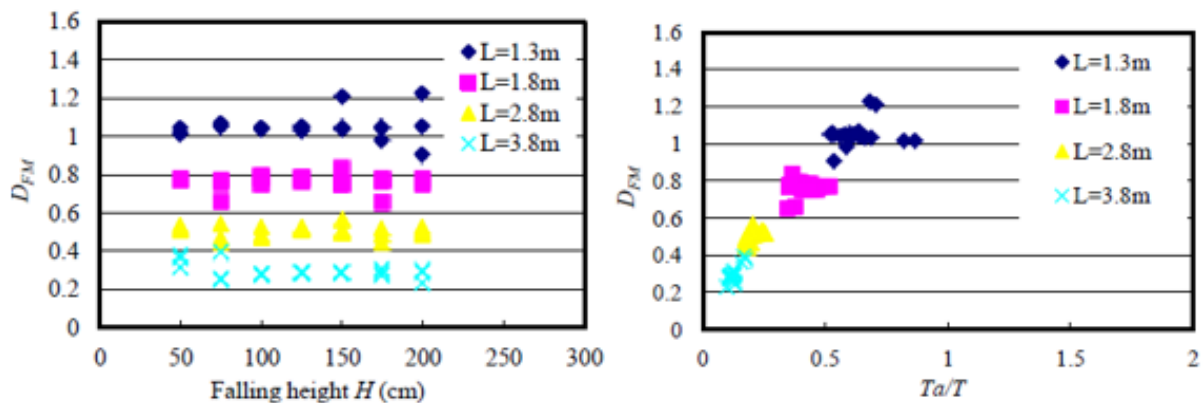
Den dynamiske forstørrelsesfaktoren referert som DMF (Dynamic Multiplication factor) i dette tilfellet kan beregnes etter formelen:

$$DMF = \frac{R_{dyn}}{R_{st}}$$

Der R_{st} er responsen av strukturen når den maksimale dynamiske kraften «oppfører» seg statisk, og R_{dyn} er den dynamiske responsen av strukturen.

Nedenfor viser forholdet mellom fallhøyder og den dynamiske forstørrelsesfaktoren for ulike bjelkelengder (graf 28a).

Forholdet mellom DMF og (T_a/T) , der T_a er den tiden det tar for lasten å oppnå sin maksimale verdi og T er den første naturlige perioden for lasten vist i (graf 28b).



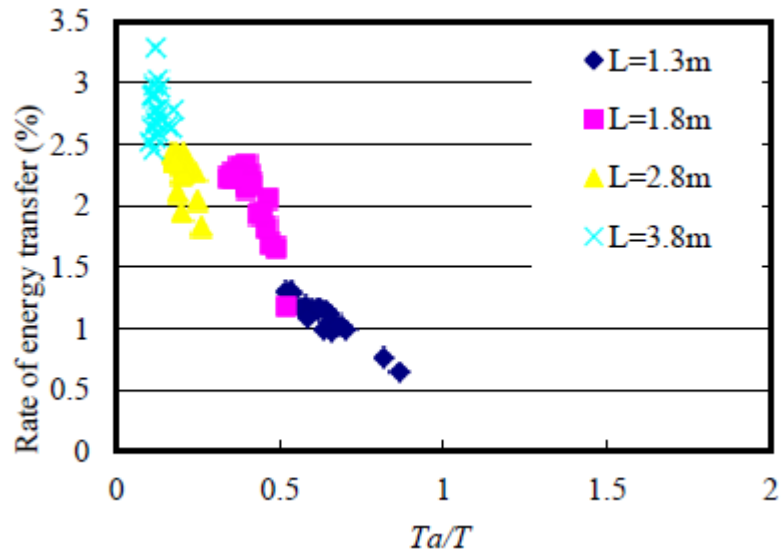
Graf 28: a) Forholde mellom DMF og ulike fallhøyder, b) Forholdet mellom DMF og (T_a/T) [25]

Det vises tydelig at det ikke er noen sammenheng mellom fallhøyder og DMF, og at forholdet er konstant (graf 28a). Vi ser også at den dynamiske forstørrelsesfaktoren blir større når bjelkelengder minker, fordi jo lengere bjelken er, desto større blir den første naturlige perioden.

Fra (graf 28b) derimot kan det observeres at forholdet mellom DMF og (T_a/T) det er tilnærmet proporsjonal.

Energioverføring:

Energien som overføres fra fallobjektet gjennom dempningsmaterialet til underlaget (bjelken i dette tilfellet) har også en sammenheng med (T_a/T) . Denne energien som er den potensielle energien (mgH) til det fallende objektet minker med økende forhold mellom T_a og T . Det viktig å vite mengden av energioverføring for dimensjonering av rasoverbygg. Energioverføring sier veldig mye om absorberingsegenskapene til et materiale.



Graf 29: Grad av energioverføring gjennom materialet sand [25]

6.3.4 Konklusjon

Fra resultatene presentert i dette delkapitlet kan det konkluderes med følgende:

- For både sand og sprengstein viste det seg at P_a (støtkraften) var kun avhengig av fallhøyden.
- Den transmitterte/overførte kraften P_t gjennom beskyttelseslaget minker med økende spennvidde, på grunn av den dynamiske fleksibiliteten av bjelken. Det overføres også mindre kraft gjennom et lag av sprengstein enn et lag av sand.
- På samme måte som for P_t , avhenger også P_s og P_d av spennvidden på bjelken.
- Den Dynamiske forstørrelsesfaktoren er kun avhengig av forholdet mellom tiden det tar for lasten å bygge sin maksimale verdi og den naturlige første perioden av bjelken, og ikke fallhøyden.
- Grad av energioverføring fra fallendeobjektet til bjelken viste seg også å ha sammenheng med forholdet (T_a/T) .

7 Egenskaper til ulike dempningsmaterialer

Overdekningsmaterialets funksjon er å virke som et dempende og lastfordelende element for å forminske belastningen på konstruksjonen. Slik at faren for gjennomlokking og lokal avskalling på undersiden av skredoverbygget skal være minimal. Bestemmelse av overdekningens tykkelse er avhengig av massen til steinspranget (enkeltblokk) med tilhørende.

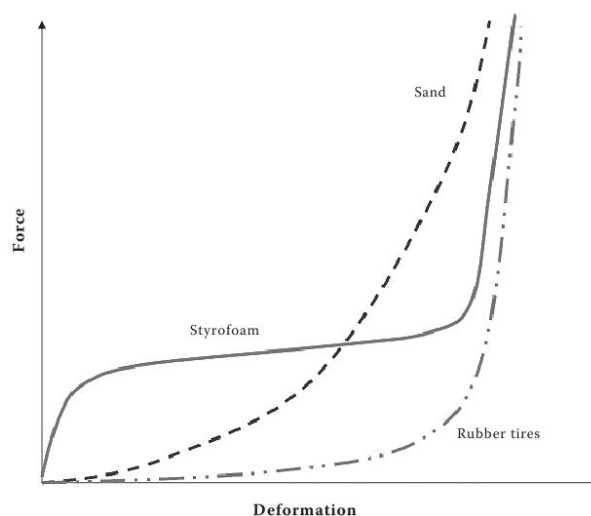
Formålet med å ha dempningsmateriale er ikke bare å absorbere energien fra steinblokken men også å fordele den fra et mindre areal fra treffpunktet, til et større areal på selve overbyggets tak.

Materialet bør være billig av økonomiske hensyn og ha lav densitet, for å minimalisere egenlastene på konstruksjonen. Materialet må ha god resistans og være i stand til å motstå støtlaster uten skade og ha lang levetid.

Sand er vanligvis brukt som støtdempende materiale for overbygg i mange land, av økonomiske grunner og dens lange levetid. Sand har gode energiabsorberende egenskaper, men har også noen ulemper, som dens høye egenvekt.

I Japan har det blitt eksperimentert med andre dempningsmaterialer, som isopor, gummidekk og glass granulat (skumglass), på grunn av deres lave densitet og gode energiabsorberende egenskaper.

En sammenligning mellom de relative overførte støtlaster på betongdekket som genereres av en 30kN (3,5tonn) vekt er illustrert i grafen under.



Graf 30: Deformasjonskurver for ulike materialer under impulslast [11]

Arealet under kraft-deformasjonskurven viser absorpsjonen av støtenergien i de ulike materialene.

Resultatene illustrerer at isopor (styrofoam) demper støtlasten umiddelbart når den inntreffer, og er mer effektiv i energiabsorpsjon enn sand og gummidekk. Det viser seg derimot fra det eksperimentelle forsøket at isopor knuses/sammentrekkes under kraftige støt og må forsterkes med stropper av noe slag. En annen ulempe med isopor er også dens høye kostnad i forhold til sand og den nedbrytende egenskapen ved eksponering for ultrafiolett lys [11]

7.1.1 Gummidekk

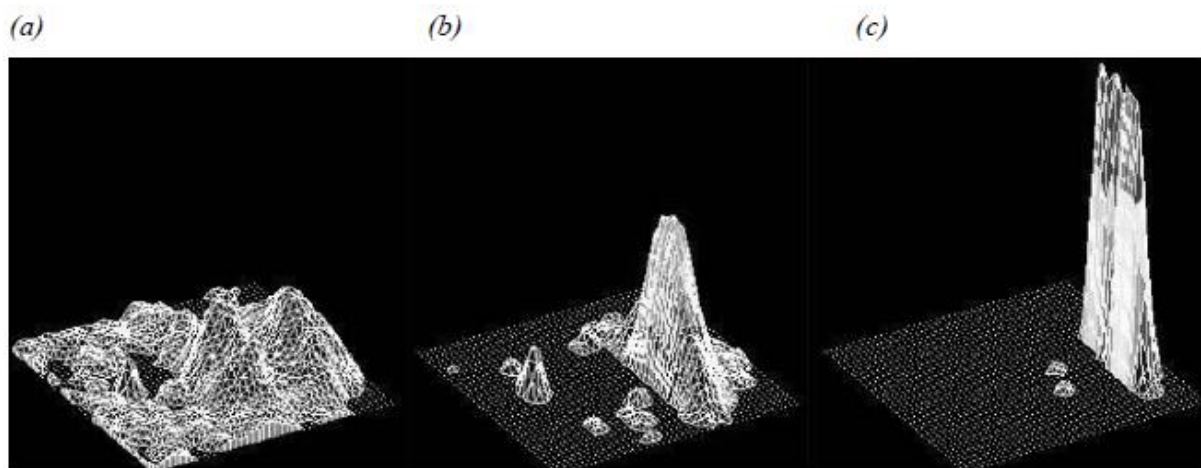
Gummidekk som dempningsmateriale vil inneholde store luftrom, og det kan føre til at de kan lett gå i stykker ved store støtpåkjenninger. Når gummidekkene først er knust eller sammenpresset øker overføringskraften hurtigere, og som et resultat av dette er ikke energiabsorberende egenskapene lenger tilstrekkelig for å beskytte overbygget. Derfor er det sjeldent at gummidekker blir vurdert for overbygg som er utsatt for store støtlaster.

7.1.2 Sand

Som vist av (graf 30) er kraft-deformasjonskurven for sand parabolisk, med bare en liten mengde energiabsorpsjon i den innledende delen. Imidlertid øker kraften hurtigere med deformasjonen, dette skyldes at sand ha en løs struktur, slik at konsolideringen er nødvendig før den begynner å absorbere energi.

Densiteten til løs sand er ca. $17,2 \text{ kN/m}^3$

Siden 2001, har «Institute for Geotechnical Engineering» i Zurich, utført tester og numeriske analyser med fokus på dempningseffekter av beskyttelsesmaterialer utsatt for støtlaster fra steinsprang. Figuren under viser et eksempel på distribusjonen av kontakt spenninger mellom materialet (sand) og betongdekket i både tid og rom.



Figur 31: Spenningsdistribusjon for (a) sandlag med tykkelse lik blokkdiameteren (b) sandlag med tykkelse lik halvparten av diameteren på blokken og (c) uten sandlag [27]

Figuren er et godt eksempel som illustrerer fordeling av spenninger med og uten dempningsmaterialer.

7.1.3 Isopor

Som vist i (graf 30) gir et lag med isopor effektiv energiabsorpsjon på grunn av sin stivhet. Det er for små belastninger i området fra ca. 5% deformasjon at det øker hurtigst. Deretter øker det langsommere med økende deformasjon. Mesteparten av energiopptaket oppstår mellom 5% og 70% deformasjon siden isopor deformeres plastisk. Når belastningen når 70% er isoporen nesten sammenpresset og det oppstår en plutselig økning i kraften. Densiteten til isopor er ca. $0,16 \text{ kN/m}^3$

7.1.4 Glass granulat (skumglass)

Energiabsorberende egenskapene til skumglass ligner mye på sand. Fordelene med skumglass er dens lette egenvekt ($2,5\text{kN/m}^3$) og dens lange holdbarhet. Videre hvis skumglass holdes sammen/på plass, av ståltråd eller monteres riktig på overbygget, kan den motstå flere støt uten å forskyves mye. Skumglass er et godt alternativ som beskyttelsesmateriale for overbygg.

I Norge er det mest vanlig å bruke sprengstein, eller en blanding av grus og pukk som dempningsmateriale på overbygg.

8 Dimensjoneringsgrunnlag

8.1 Generell beskrivelse av konstruksjonen

8.1.1 Konstruksjonens statiske system

Konstruksjonen utføres som frittstående plate hvilende på vegg støpt mot fjell og frittstående vegg på åpen side. Horisontallaster overføres effektivt via fjellbolter langs rasoverbyggets vegg og plate. Frittstående vegg planlegges utført uten tilbakefylling, men etableres med utvidet såle for å håndtere eventuelle tilleggs laster over tid. Rasoverbygget etableres på fjell. Såle mot fjellskjæring etableres direkte på fjell for å hindre utilsiktet skjærbelastning på fjellboltene. Vegbankett for frittstående fundamenteres med drenerende fylling over fjell.

8.2 Materialer

8.2.1 Betong

For plasstøpt betong benyttes det følgende verdier for ulike klasser.

Materialfaktorer for bruddgrense (NS-EN 1992 tabell NA.2.1N):

Dimensjonerende situasjoner	γ_c for betong	γ_s For armeringsstål	γ_s For spennstål
Vedvarende og forbigående	1,5	1,15	1,15
Utmatting	1,5	1,15	1,15
Ulykkessituasjon	1,2	1,0	1,0

Materialfaktorer for bruksgrense (NA.2.4.2.4(2)) settes lik 1,0.

Dimensjonerende brukstidskategori:

Dimensjonerende brukstidskategori	Dimensjonerende brukstid (år)
5	100

Eksponeringsklasse (NS-EN 1992 - tabell 4.1):

Klasse-betegnelse	Bygningsdel	Beskrivelse av miljøet
XC2	Fundamenter	Vått, sjeldent tørt
XC3/XF3	Vegger	Moderat fuktighet/høy vannmetning, uten avisningsmidler
XC2	Øvrige flater	Vått, sjeldent tørt

Konstruksjonsklasse (NS-EN 1992-1-1, 4.4.1.2 – tabell 4.3N):

Eksponeeringsklasse	Kriterium	Konstruksjonsklasse
XC2/XC3	Dimensjonerende brukstid 100 år	S6

Kloridklasse (NS-EN 1992, NA.4.4.1.2(5))

Cl 0,40

Maksimal rissvidde (NS-EN-1992-1-2, tab. NA.7.1N):

$$w_{maks} = 0,30 \cdot k_c = 0,39 \text{ mm}$$

Der:

$$k_c = c_{nom}/c_{min,dur} \leq 1,3$$

Deformasjonskrav

Konstruksjonen kontrolleres for en maksimal nedbøyning på L/250 for en kombinasjon av permanente og variable laster i henhold til (NS-EN 1990, tabell NA.A2.6)

$$u_{maks} = \frac{L}{250} = \frac{8,4}{250} \approx 34 \text{ mm}$$

Betongkvalitet: B45

Sylinderfasthet

$$f_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$$

Terningsfasthet

$$f_{ck,cube} = 55 \text{ N/mm}^2$$

Dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25,5 \text{ N/mm}^2$$

Dimensjonerende strekkfasthet

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk 0,05}}{\gamma_c} = 1,53 \text{ N/mm}^2$$

Dimensjonerende E-modul etter 28 døgn

$$E_{cm} = 36000 \text{ N/mm}^2$$

8.2.2 Stål, armering**Stålkvalitet, armering: B500NC**

Karakteristisk fasthet

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

Dimensjonerende fasthet

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \text{ N/mm}^2$$

E-modul

$$E_{sk} = 200000 \text{ N/mm}^2$$

Materialdata, grus og sprengstein:

Grus:

Tyngdetetthet kN/m ³	Indre friksjonsvinkel		Attraksjons a kN/m ²
	φ	$\tan \varphi$	
19	38	0,78	0

Sprengstein:

Tyngdetetthet kN/m ³	Indre friksjonsvinkel		Attraksjons a kN/m ²
	φ	$\tan \varphi$	
19	42	0,9	0

8.3 Laster og lastvirkning

For videre beregning skal det kun ses på et snitt av betongdekket på en meter, som en frittstående plate. Følgende laster blir vurdert.

8.3.1 Egenlaster/Permanente laster: (NS-EN 1991-1-1):

- Egenvekt betongdekket $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$
- Egenvekt sprengstein $g = 19 \text{ kN/m}^3$

8.3.2 Variable laster:

- Snølast (Narvik kommune) $S_{k0} = 4,5 \text{ kN/m}^2$
 $H_g = 150 \text{ m}$

Høyde på stedet $H = 100 \text{ m}$

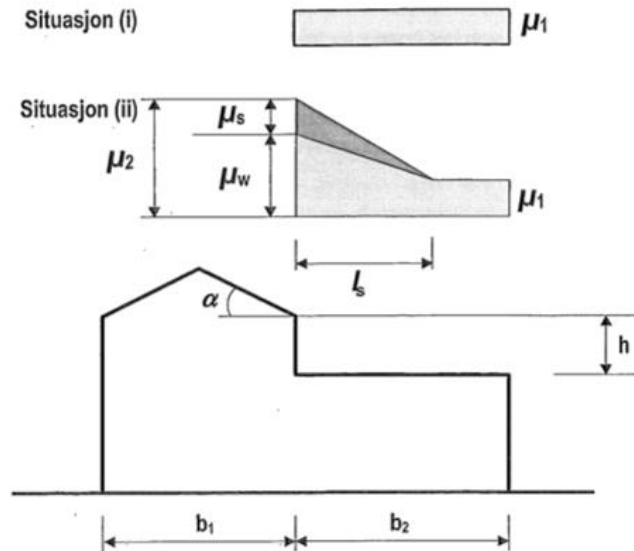
For høyder over H_g korrigeres dimensjonerende snølast etter følgende formel: (NS-EN 1991-1-3)

$$S_k = S_{k0} + \eta \cdot \Delta S_k \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Der:

- S_k er karakteristisk snølast på mark, kan ikke overstige $S_{k,max}$
- ΔS_k gitt i tabell NA4.1(901)
- $\eta = (H/H_g)/100$, η rundes opp til nærmeste hele tall
- H er høyde over havet på byggestedet (m)

Det gjøres særskilt vurdering ved bruk av dimensjonerende snølast på dekket iht. NS-EN 1991-1-1-3 kap. 5.3.3 og 5.3.6. Det vurderes som nødvendig å dimensjonere dekket for ekstra snølast i form av oppstuing og nedfall fra overliggende terreng. For beregning se [vedlegg III].



$$\mu_1 = 3,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu_2 = 8,2 \text{ kN/m}^2$$

$$l_s = 20\text{m (ikke reell)}$$

8.3.3 Trykk- og sugekrefter togtrafikk

Konstruksjonen skal dimensjoneres for trykk- og sug-last som virker over hele tverrsnittet. Karakteristiske trykk- og sug-laster er hentet fra tabell 2, Bane Nor – teknisk regelverk [30]

Last fra togtrafikk	Enkeltsporet (kN/m^2)	Dobbeltsporet (kN/m^2)
$V \leq 200 \text{ km/t}$	± 3	± 4
$200 < V \leq 250 \text{ km/t}$	± 4	± 5

Dimensjonerende hastighet i tunnelen er 100km/t

8.3.4 Steinspranglast

Rasoverbygget blir dimensjonert på følgende grunnlag for steinspranglast.

- Fallhøyde $h = 10\text{m}$
- Steinenes størrelse $r = 0,5\text{m}$ (steinblokken er antatt som ekvivalent kule)
- Antatt fallretning 90°

Dynamiske steinspranglast, etter VD rapport 32 – sikring av vegger for steinras [8]:

$$P = 2.8 \cdot e^{-0,5} \cdot r^{0,7} \cdot M_{E,k}^{0,4} \cdot \tan\varphi \left(\frac{m \cdot v_k^2}{2} \right)^{0,6} = 1435\text{kN}$$

Dynamisk steinspranglast, etter den Japanske modellen, [JRA-2000]:

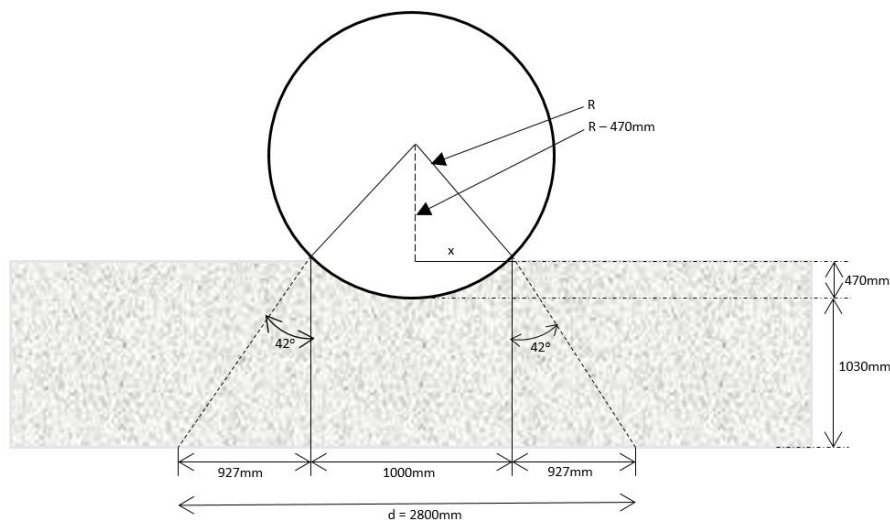
$$P = 0.02(mg)^{2/3} \lambda^{2/5} H^{3/5} \left(\frac{T}{D} \right)^{-0.58} = 2724\text{kN} \text{ (52\% mer)}$$

For detaljerte beregninger se [vedlegg II]. Videre skal dimensjoneringen skje i forhold til den Sveitsiske modellen for ekvivalent statisk last, med dens tilhørende Dynamiske forstørrelsesfaktor.

Steinblokken penetrerer 470mm i dempningsmaterialet som beregnet i [vedlegg II]. lasten modelleres sentrisk på dekket med en lastutbredelse gjennom dempningsmaterialet på 42° . Minste overdekningstykkelse bestemt fra $(e \geq 2 \cdot t)$ gir en tykkelse på minst 0,9m. For videre beregninger har det blitt bestemt tykkelser på 1,5m sprengstein. Dermed blir effektiv lastareal mot overflaten av betongdekket $2,8 \times 2,8 = 7,84\text{m}^2$.

Det har videre blitt benyttet full steinspranglast, dvs. at lasten ikke har blitt dekomponert i horisontalretning. Den fordelte vertikale steinspranglasten blir da: se [vedlegg II] for detaljer:

$$\text{Fordelt last gjennom dempningsmaterialet} = \frac{P_k}{d^2} = 183 \text{ kN/m}^2$$



Figur 32: Skisse: lastfordeling gjennom dempningsmaterialet

9 Dimensjoneringskrav

9.1 Generelt

Rasoverbygget prosjekteres for 100 års levetid. Komponenter og utstyr som har sikker levetid mindre enn 100 år skal kunne skiftes ut.

9.2 Dimensjoneringsprinsipper

En konstruksjon har nådd en grensetilstand når den ikke lenger oppfyller sin funksjon eller tilfredsstillende de kravene den ble dimensjonert for. Betongkonstruksjoner skal tilfredsstillende kravene i følgende grensetilstander:

- Bruddgrensetilstand
- Bruksgrensetilstand
- Ulykkestilstand

I grensetilstandene sammenligner man en dimensjonerende lastvirkning med en kapasitet som er bestemt ved prøving eller beregning, eller med en forskrevet grenseverdi.

9.3 Bruddgrensetilstand

Følgende lastkombinasjoner skal undersøkes:

- 1) Permanente laster, samtidig med nyttelaster/trafikklaster fra togtrafikk
- 2) Permanente laster med lastfaktor 1,0, samtidig med nyttelaster og trafikklaster med lastfaktor 1,5 Ψ_0 , og øvrige variable laster med lastfaktor 1,5 Ψ_0 .

Verdier for Ψ – faktorer for konstruksjoner hentes fra NS-EN 1990: 2002+A1:2005+NA:2016 NA.A1.1.

Tabell NA.A1.1 – Verdier for ψ -faktorer for bygninger

Last	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Nyttelastkategorier i bygninger (se NS-EN 1991-1-1):			
Kategori A: boliger	0,7	0,5	0,3
Kategori B: kontorer	0,7	0,5	0,3
Kategori C: forsamlingslokaler, møterom	0,7	0,7	0,6
Kategori D: butikker	0,7	0,7	0,6
Kategori E: lager	1,0	0,9	0,8
Kategori F: trafikk- og parkeringsarealer for små kjøretøyer (kjøretøyvekt \leq 30kN og høyst 8 seter utenom fører sete)	0,7	0,7	0,6
Kategori G: trafikk- og parkeringsarealer for mellomstore kjøretøyer, 30kN < kjøretøyvekt \leq 160kN på to akslinger	0,7	0,5	0,3
Kategori H: tak	0	0	0
Snølaster (se NS-EN 1991-1-3)	0,7 ¹⁾	0,5 ¹⁾	0,2 ¹⁾
Vindlaster (se NS-EN 1991-1-4)	0,6 ¹⁾	0,2 ¹⁾	0 ¹⁾
Temperatur (ikke brann) i bygninger (se NS-EN 1991-1-5)	0,6 ¹⁾	0,5 ¹⁾	0 ¹⁾
¹⁾ Eventuell modifisering for ulike geografiske områder kan kreves av lokale myndigheter			

Dimensjonerende verdier for bruddgrensetilstand hentes fra NS-EN 1990:2002+NA:2016, tabell NA.A1.2(B) – Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO)

Tabell NA.A1.2(B) – Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO) (Sett B)

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig		
(Ligning 6.10a)	$\gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{k,j}$
(Ligning 6.10b)	$\xi \gamma_{G,sup} G_{k,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{k,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{k,j}$

(*) Variable laster er de som er oppført i tabell NA.A1.1

MERKNAD 1 Det brukes følgende sett med γ - og ξ -verdier ved bruk av uttrykk 6.10a og 6.10b:

$\gamma_{G,sup} = 1,35;$

$\gamma_{G,inf} = 1,00;$

$\gamma_{Q,1} = 1,50$ hvis ugunstig (0 hvis gunstig);

$\gamma_{Q,j} = 1,50$ hvis ugunstig (0 hvis gunstig);

$\xi = 0,89,$

(I Norge brukes 6.10a og 6.10b, slik at $\xi \gamma_G = 0,89 \times 1,35 = 1,20$).

Se også NS-EN 1991 til NS-EN 1999 for γ -verdier som skal brukes for påførte deformasjoner.

MERKNAD 3 De karakteristiske verdiene for alle permanente laster fra ett opphav multipliseres med $\gamma_{G,sup}$ hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er ugunstig, og med $\gamma_{G,inf}$ hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er gunstig. F.eks. kan alle laster med opprinnelse i konstruksjonens egenvekt anses å komme fra én kilde; dette gjelder også om forskjellige materialer er brukt.

MERKNAD 4 For spesielle påvisninger kan verdiene for γ_G og γ_Q igjen deles inn i verdiene γ_D og γ_T og modellens usikkerhetsfaktor γ_{sd} . En verdi for γ_{sd} som ligger mellom 1,05 til 1,15, kan brukes i de fleste vanlige tilfeller.

Det gir kombinasjonene:

Likning 6.10A $1,35 \times \text{Egenlaster} + 1,05 \times \text{nyttelaster}$

Likning 6.10B $1,20 \times \text{Egenlaster} + 1,50 \times \text{nyttelaster}$

Dimensjonerende verdier for laster for bruk i kombinasjon med ulykkeslaster:

Tabell NA.A1.3 – Dimensjonerende verdier for laster for bruk i kombinasjoner med ulykkeslaster og seismiske laster

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 $\psi_{21} Q_{k,1}$	$\psi_{2,j} Q_{k,j}$
Seismisk situasjon (Ligning 6.12a/b)	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$\gamma_1 A_{Ed}$ eller A_{Ed}	$\psi_{2,j} Q_{k,j}$	

¹⁾ Se også NS-EN 1991-1-2 for ulykkesituasjonen brann. Den representative verdien for den variable lasten Q_j settes lik den tilnærmet permanente verdien $\psi_{2,j} Q_{k,j}$ for alle tilfeller unntatt i kombinasjoner med vind som dominerende variabel last. Da brukes ofte forekommende verdi $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ for vind.

²⁾ Variable laster er de som er oppført i tabell NA1.1.

Dette gir kombinasjonene:

Likning 6.11a/b $1,0 \times \text{Egenlaster} + 1,0 \times \text{ulykkeslast} + 0,5 \times \text{snølast} + 0,2 \times \text{trykk/sug}$

9.4 Bruksgrensetilstand

Følgende lastkombinasjoner skal undersøkes:

- 1) Karakteristisk: Permanent last, samtidig med trafikklast/nyttelast
- 2) Risskontroll: Permanent last, væsketrykk, jordtrykk og deformasjoner med lastfaktorer 1,0, samtidig med trafikklast (eller annen dominerende last) med $1,0\psi_0$ som lastfaktor, og øvrige variable laster med lastfaktor $1,0\psi_0$.

Væsketrykk, deformasjoner og jordtrykk er ikke aktuelle laster.

Dimensjonerende verdier for bruksgrensetilstanden er gitt i NS-EN 1990:2002 + A1:2005+NA:2016, tabell NA.A2.6:

Tabell NA.A2.6 – Dimensjonerende verdier for laster for bruk i lastkombinasjoner

Kombinasjon	Permanente laster G_d		For- spenning	Variable laster Q_d	
	Ugunstig	Gunstig		Dominerende last	Øvrige laster
Karakteristisk	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i}Q_{k,i}$
Sjeldent forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1,int}Q_{k,1}$	$\psi_{1,i}Q_{k,i}$
Ofte forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1,1}Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}Q_{k,i}$
Tilnærmet permanent	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{2,1}Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}Q_{k,i}$

Dette gir kombinasjonene:

$$1,0 \times \text{Egenlast} + 1,0 \times \text{nyttelaster}$$

10 Dimensjonering av dekke

Betongdekke av kvalitet B45 med spennvidde på 8400mm som er fritttopplagt på to vegger. Betongdekket har en tykkelse på 1000mm som blir armert med to lag Ø25 på strekk siden og et lag med Ø20 som trykkarmering.

Forutsetningene for dimensjonering av dekket:

- Dekket tildekkes med 1,5m tykt lag av sprengsteinmasser med densitet 19kN/m²
- Snølast og tillegg fra vindoppstuving, se vedlegg III
- Steinspranglast i henhold til vedlegg II
- Det ses bort i fra horisontale krefter på dekket
- Frittbærende plate

To separate beregninger er blitt gjennomført med programmet G-prog (GPROG betongbjelke 7.0) for dimensjonering av dekke-platen. Følgende kapasitet kontroll har blitt utført:

1. Kapasitetskontroll brudd/bruks [Vedlegg IA]
2. Kapasitetskontroll for steinsprang (ulykkeslast) [Vedlegg IB]

Nedenfor er beregningsresultatene for begge kapasitetskontrollene, for beregninger se [Vedlegg I A og I B]:

1. Kapasitetskontroll brudd/bruks:

Største kapasitetsutnyttelse i bruddgrense for strekk i UK:	31 %
Største kapasitetsutnyttelse for skjærkraft:	53 %
Maksimal nedbøyning:	10,7 mm
Opplaggskrefter:	Opplagg 1: 353 kN Opplagg 2: 347 kN

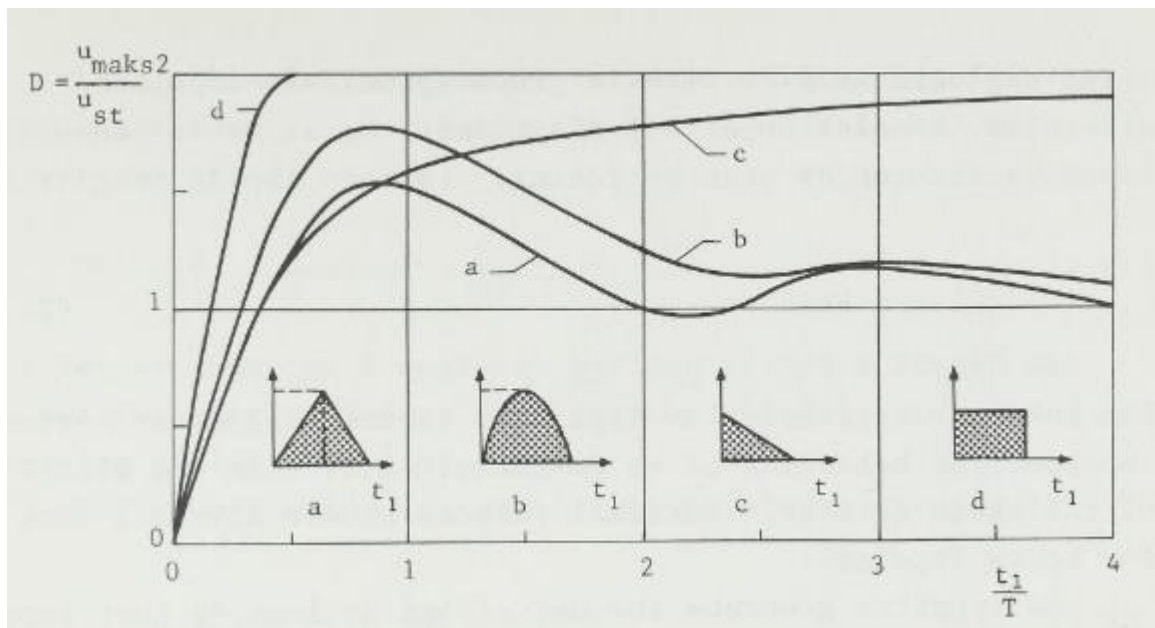
2. Kapasitetskontroll for steinsprang (ulykkeslast)

Største kapasitetsutnyttelse i bruddgrense for strekk i UK:	60 %
Største kapasitetsutnyttelse for skjærkraft:	88 %
Maksimal nedbøyning:	19,1 mm
Opplaggskrefter:	Opplagg 1: 500 kN Opplagg 2: 497 kN

11 Resultater og Konklusjon

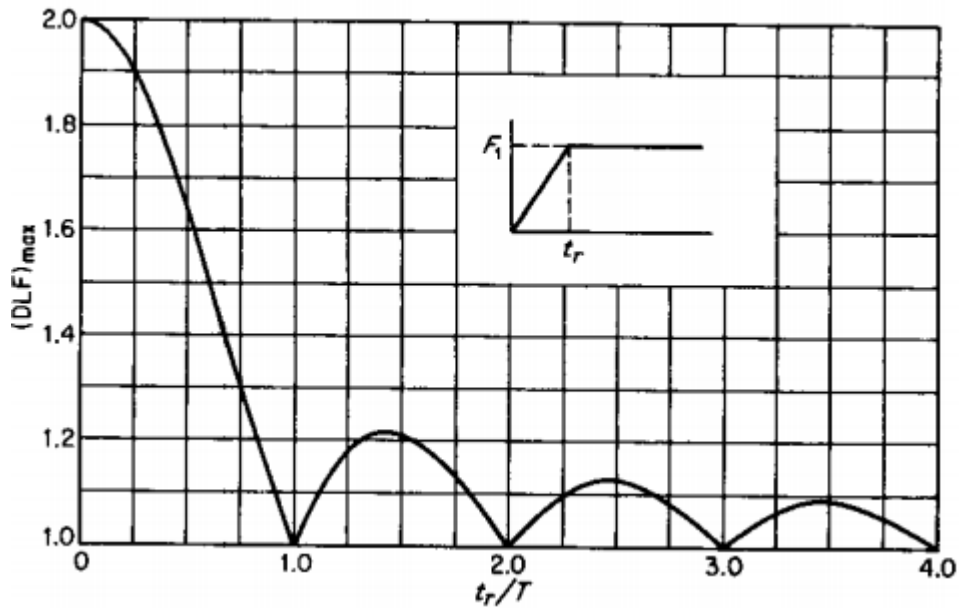
For beregning av den dynamiske forstørrelsesfaktoren er det nødvendig å kunne tilsi nøyaktig den tiden (t_r) det tar for impulslasten fra steinsprang å oppnå sin maksimale verdi. Grunnen til at denne tiden er så vanskelig å bestemmes nøyaktig er at det er så mange parametere som må tas hensyn til samtidig. Det ville ha krevd flere fullskala forsøk, eller en veldig nøyaktig simulering med avanserte simuleringsverktøy å bestemme den. Dermed, på grunn av mangel på slike verktøy og omfanget av det økonomiske for et eventuelt fullskalaforsøk, begrenses oppgaven i dette tilfellet til at det må resoneres frem til en tilnærming, ved å behandle yttergrensene for hvilken type impulslast vi har med å gjøre og konsekvensene av det.

Da er det i praksis ikke så veldig viktig å vite den oppbygningstiden (t_r) av impulslasten nøyaktig, siden den ikke er av stor betydning når vi betrakter yttergrensene. Det som derimot er viktig er å finne ut av er varigheten av lasten. I følge Biggs [12] vil t_r større enn halvparten av egensvingeperioden (altså $0,5T$) bli betraktet som en lang impuls og t_r mindre enn $0,2T$ som en kortimpuls. Da er det viktig å vite at impulslaster fra steinsprang er kortvarige laster og dermed kan rimelig bestemmes ut ifra impulslastens form. I de fleste situasjoner vil demningsmaterialet, i dette tilfellet sprengsteinsfyllingen som ligger på taket av overbygget gjøre at det tar en viss tid for lasten å kunne bygge seg opp gjennom dette materialet før den treffer overflaten av overbyggets tak. Det vil si at vi ikke har en momentan pålastning, men at lasten bygger seg opp gradvis gjennom materialet (figur 33 a og b) som illustrerer oppbygningformen på lasten.



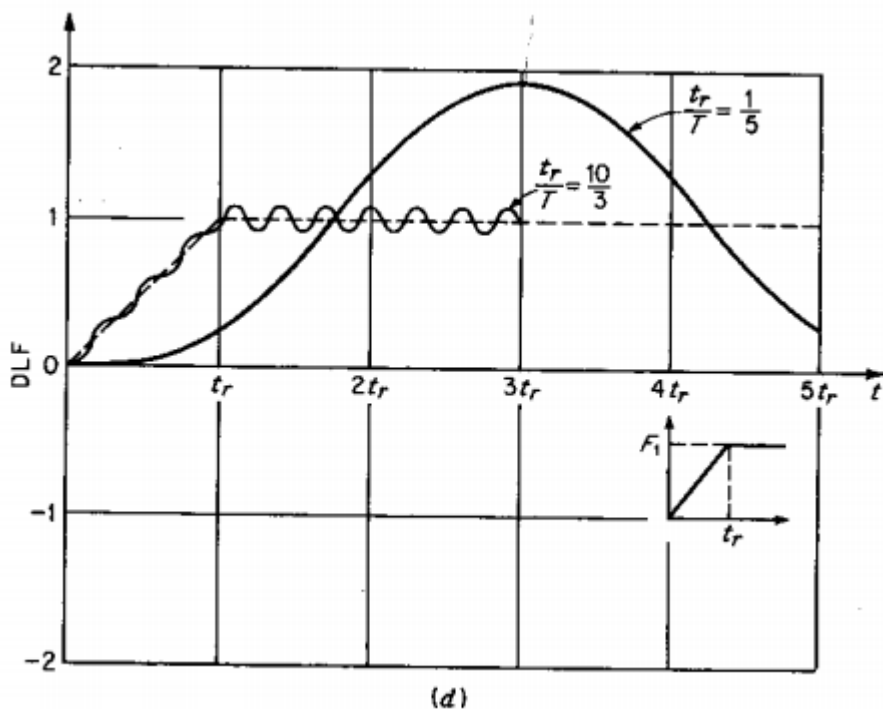
Figur 33: Dynamisk forstørrelsesfaktor for fire forskjellige typer impulslaster

I realiteten derimot vil formen på oppbygningen av lasten bli seende ut som (figur 34), der lasten blir liggende etter at den har kommet i kontakt med dempningsmaterialet.



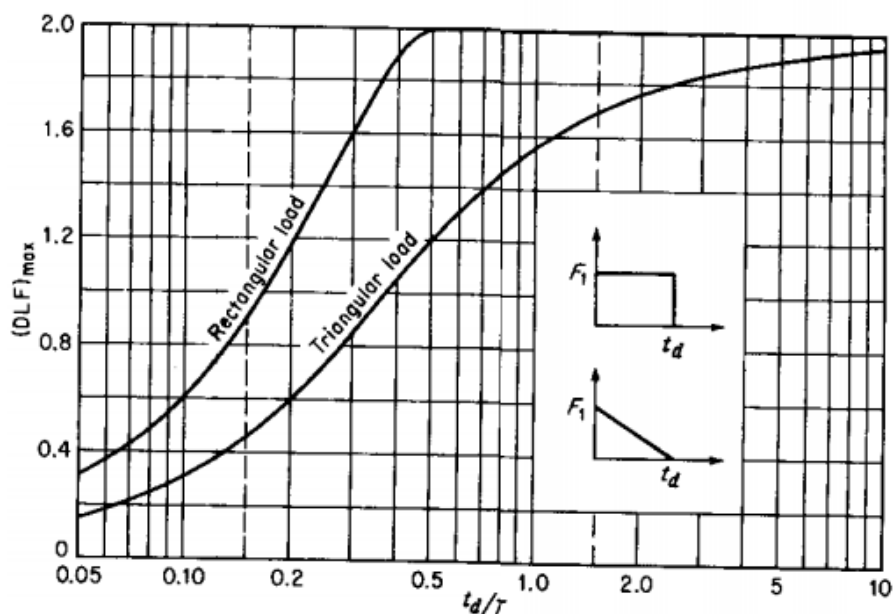
Figur 34: Konstant kraft med begrenset oppbygningstid

Da viser det seg at den maksimale dynamiske forstørrelsesfaktoren er tilnærmet 2 for små verdier, altså når t_r utgjør en liten del av egensvingeperioden T . Motsatt, hvis t_r er betydelig (2 til 3 ganger) større enn egensvingeperioden T vil den dynamiske forstørrelsesfaktoren variere på omtrent en verdi på 1 (figur 35).



Figur 35: Dynamisk forstørrelsesfaktor for konstant kraft med begrenset oppbygningstid

Videre sier Biggs at for slike små verdier, så spiller det ikke stor rolle hvor mye mindre de er, for eksempel hvis t_r utgjør mindre enn fjerdedel av egensvingeperioden, kan den påførte belastningen bli betraktet som momentan (figur 36).



Figur 36: Dynamisk forstørrelsesfaktor for momentane laster (Rektangulær og trekantlast)

Den dynamiske forstørrelsesfaktoren kan neglisjeres i tilfeller der t_r er mye større enn egenvingeperioden T som det vises i (figur 35). Dette fenomenet kan forklares bedre hvis vi trekker sammenhenger med for eksempel vindlast på konstruksjoner, som er egentlig dynamiske laster, men frekvensen fra vinden er så forskjellig fra egenfrekvensen til konstruksjonen at det blir beregnet som en statisk last, altså at det ikke tas hensyn til en dynamisk forstørrelsesfaktor. Egenfrekvensen til bygninger er så høy, at vinden ikke rekker å variere.

Motsatt som for eksempel jordskjelv eller en oljeplattform med tynne søyler som er forankret i havbunnen som blir utsatt for bølger. Der er frekvensene så høye at det må beregnes for dynamisk effekt.

Betongdekket som blir dimensjonert i denne oppgaven er så massiv og kraftig armert, i tillegg til at det ligger 1,5m tykt lag med sprengstein som gjør at den ikke rekker å reagere eller «svare» på impulslasten. Som beregnet i [vedlegg V] er egenfrekvensen T til systemet på omtrent $1,15 \times 10^{-4}$ s som er ekstremt liten, dette skyldes systemets enorme stivhet og de gode absorberingsegenskapene til dempningsmaterialet.

Dermed kan det konkluderes med at den dynamiske forstørrelsesfaktoren kan neglisjeres, det vil si at den dynamiske forstørrelsesfaktoren vil variere på omkring en verdi veldig nær 1 som illustrert i (figur 35).

Når det er avklart, kan det videre i oppgaven benyttes den ekvivalente statiske lasten fra «VD rapport 32» presentert i kapittel 5.4.3, men uten en forstørrelsesfaktor.

I vedleggene IA og IB, har det blitt utført beregninger ved hjelp av programmet G-prog for både bruks- og bruddgrensetilstand, samt beregninger for «ulykkes-lasten» fra steinsprang.

Et snitt av taket til Rasoverbygg øst har blitt dimensjonert som en frittstående dekke. Permanente og variable laster med aktuelle lastkombinasjoner som virker på rasoverbygget har blitt bestemt i samsvar med Norsk Standard.

For materialdata og mengde armeringer, laster og lastkombinasjoner samt oppleggs-krefter og snittkrefter henvises til det vedleggene IA og IB.

Tabellene under viser resultatene for kapasiteten til dekket.

1. Kapasitetskontroll brudd/bruks:

Største kapasitetsutnyttelse i bruddgrense for strekk i UK:	31 %
Største kapasitetsutnyttelse for skjærkraft:	53 %
Maksimal nedbøyning:	10,7 mm

2. Kapasitetskontroll for steinsprang (ulykkeslast)

Største kapasitetsutnyttelse i bruddgrense for strekk i UK:	60 %
Største kapasitetsutnyttelse for skjærkraft:	88 %
Maksimal nedbøyning:	19,1 mm

12 Diskusjon

Det kan diskuteres hvorvidt vi kan konkludere med at den dynamiske forstørrelsesfaktoren er neglisjerbar. Det er som nevnt mange parametere som inngår i bestemmelsen av oppbygningstiden t_r for lasten å oppnå sin maksimale verdi gjennom dempningsmaterialet. Her bør den geometriske formen på steinblokken, dens potensielle og kinetiske energi, fallhøyder og fallretninger, utgangshastigheter samt tykkelser og dempe-egenskaper til beskyttelsesmaterialet bestemmes før en eventuelt kan beregne dynamisk på problemstillingen. I de fleste situasjoner og erfaringer fra virkeligheten har det vært tilstrekkelig å betrakte den impulsive lasten fra steinsprang som en ekvivalent statisk last. VD rapport 32 fra Statens vegvesen og andre retningslinjer fra andre land kan brukes som veiledning for konvertering av slike impulslaster fra steinsprang.

Beregningene for egensvingeperioden i denne oppgaven viste at egensvingeperioden T for konstruksjonen i dette tilfellet hadde ekstremt liten verdi. Derfor har det i samtaler med ekstern veileder blitt konkludert med at oppbygningstiden t_r ikke kan være mindre enn T , ut ifra erfaringer. Det er sjeldent tilfelle der t_r er mindre enn egensvingeperioden T for slike konstruksjoner, mye takket være dempningsmaterialet som absorberer mye av energien og fordeler lasten fra steinsprang.

Det eksisterer ikke standarder i dag som gir konkrete/fastbestemte metoder for nøyaktige beregninger av slike problemstillinger. Dermed må det i stor grad vurderes særskilt for ulike situasjoner der rasoverbygg skal dimensjoneres. Veiledningene og retningslinjene introdusert i denne oppgaven gir en god antydning for fremgangsmetoder som kan brukes, men ulikt fra mange andre fagfelt kan ikke disse veiledningene kategoriseres som en standard.

Det foregår et internasjonalt samarbeid i dette området, der NGI (Norges Geotekniske Institutt) er involvert i flere prosjekter for å kartlegge og redusere risikoen for skred. NGI er i tett samarbeid med blant annet land som Italia, Østerrike, Frankrike og Sveits for kunnskapsoverføring til lokale myndigheter i skredutsatte områder omkring i verden, noe som forhåpentligvis kan medføre til ulike erfaringer og mer presise metoder i nær fremtid.

13 Forslag til videre arbeid

Redusering av systemet til en frihetsgrad

For dimensjonering av kun et element eller en del av hele overbygget, som i dette tilfellet betongdekket, er det tilstrekkelig å redusere systemet om til et system med en frihetsgrad og studere bevegelser i kun en retning. Men i realiteten vil et betongdekke med så store spennvidder oppføre seg veldig annerledes. Det vil oppstå forskyvninger/bevegelser i flere retninger avhengig av hvordan dekket er opplageret. I denne oppgaven har forskyvninger i x- og y-plan blitt sett bort ifra og det har kun blitt tatt hensyn til vertikale forskyvninger. Dette kan gjøres mer presist ved å betrakte systemer med flere frihetsgrader.

Egenskaper til dempningsmaterialet

For å kunne bestemme t_r (tiden) det tar for impulslasten å oppnå maksimal verdi må egenskapene til dempningsmaterialet være kjent. Hvordan materialet er lagret, i hvilken grad den er komprimert og hvor mye av den kinetiske energien til impulslasten den absorberer kan bestemmes ved eksperimenter eller fullskala forsøk. Disse parameterne er svært viktig å kartlegge for å finne den transformerte kraften fra impulslasten gjennom materialet. Penetrasjonsdybder av steinblokken og fordelingen av lasten gjennom dempningsmaterialet påvirker tiden t_r som igjen bestemmer hvor stor effekt den dynamiske delen av impulslasten har.

Under beregningen av egensvingeperioden T ble det blitt tatt hensyn til massen fra dempningsmaterialet som ligger på betongdekket som en statisk last. Her ligger det usikkerheter rundt hvilken påvirkning det har på selve responsen av selve strukturen. Siden løsmaterialer, i dette tilfellet sprengstein har mer elastiske egenskaper og ulike E -moduler i forhold til betongdekket den ligger på, oppsto det spørsmål om hvor vidt dette skulle tas hensyn til. For totale nedbøyingen av dekket vil massen av sprengstein spille en stor rolle, men hva som skjer med materialet når impulslasten kommer på, bør undersøkes nærmere. Bedre kontroll på dette området og klarere oversikt over metoder for å bestemme dempningsegenskapene til beskyttelsesmaterialer nøyaktigere i fremtiden kan redusere effekten av overdimensjonering av slike konstruksjoner.

Utgangshastigheter for steinsprang

Når en steinblokk «løsner» fra fjell, vil den som tidligere nevnt (kap. 5.2) ha ulike hastigheter ved ulike tidspunkt, avhengig av terrengforhold, helling, vegetasjon.

I denne oppgaven var det ifølge veileder tilstrekkelig å anta en steinblokk i fritt fall, siden fjellet danner en vinkel på mellom 80-90° i forhold til overbygget. Det er derimot annerledes i realiteten, da steinblokken vil ha en utgangshastighet like før den «forlater» fjellkanten. Dette vil medføre til at steinblokker av ulike størrelser og geometriske former ha ulike fallretninger og kastelengder. Da vil ikke lasten treffe overbygget i midtpunktet. Dette kan ha andre konsekvenser og må vurderes/analyseres detaljert før dimensjonering.

14 Litteraturliste

Håndbøker:

- [1] Statens vegvesen, Håndbok 016, Geoteknikk i vegbygging.
- [2] Statens vegvesen, 1980, Håndbok 018, Vegbygging.
- [3] Statens vegvesen, 1989, Håndbok-100, Bruprosjektering – 16, Skredoverbygg
- [4] Statens vegvesen, 1993, Håndbok 167, Snøvern – om snøskred og drivsnø
- [5] Statens vegvesen, Håndbok V138, Veger og snøskred
- [6] Statens vegvesen, Håndbok 185, Bruprosjektering, Eurokodeutgave
- [7] Statens vegvesen, Håndbok N400, bru-prosjektering
- [8] Statens vegvesen, VD rapport 32, sikring av veger mot steinskred
- [9] New Zealand Guideline 2004: Design considerations for passive protection structures

Bøker:

- [10] Anil K. Chopra (2012): Dynamics of Structures, Fourth Edition. California: University of California at Berkeley
- [11] Duncan C. Wyllie (2015): Rock Fall Engineering, ISBN: 9781482219975
- [12] John M. Biggs (1964): Introduction to Structural Dynamics. McGraw-Hill, USA
- [13] Larsen, Per Kristian (2008): konstruksjonsteknikk, Laster og bæresystemer. Trondheim: Tapir Forlag
- [14] Pål G. Bergan, Per Kr. Larsen og Egil Mollestad (1986): Svingning av konstruksjoner. Trondheim: Tapir Forlag
- [15] Røhne og Vangestad (2001): Betongkonstruksjoner, prosjektering. Oslo: Gyldendal Norsk Forlag AS
- [16] Sørensen, Svein Ivar (2010): Betongkonstruksjoner. Trondheim: Tapir Akademisk Forlag
- [17] Theodor H. Erismann og Gerhard Abele (2001): Dynamics of Rockslides and Rockfalls. Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York
- [18] William T. Thomson og Marie Dillon Dahleh (1998): Theory of Vibration with Application, Fifth Edition. Prentice Hall, New Jersey, USA

Standarder:

- [19] NS-EN 1990:2002+NA:2008 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- [20] NS-EN 1991-1:2002+Na:2008 Laster på konstruksjoner
- [21] NS-EN 1991-1-3: Snølaster
- [22] NS-EN 1992-1-:2004+Na:2008 Prosjektering av Betongkonstruksjoner

[23] Linee guida per la progettazione di gallerie paramassi 2007, Francesco Calvetti e Claudio di Prisco

Artikler:

[24] Behavior of RC-slabs under impact-loading 2015: Tino Kuhn and Manfred Curbach, TU Dresden, Institute of concrete structures, Dresden, Germany

[25] Experimental study concerning impact characteristics by collision of weight on sand cushion over steel beam. 2013: Tam Sy HO, Kiroshi Masuya og Naoto Takashita, Kanazawa universitetet, Japan

[26] Experimental and numerical study of rock-fall impacts on granular soils: Francesco Calvetti, Claudio di Prisco, Mauro Vecchiotti

[27] On the design of rockfall protection galleries 2009: Kristian Schellenberg, Institute of Structural Engineering, Zurich, Swiss

[28] ROCK FALL SHEDS – APPLICATION OF JAPANESE DESIGNS IN NORTH AMERICA 2007: Hiroshi. Yoshida, Toshimitsu Nomura, Duncan C. Wyllie & Anthony J. Morris

[29] 30 tonn på ofotbanen, rapport 3.8 infrastruktur, underbygning (1996) jernbaneløst

[30] Bane Nor: Teknisk regelverk, Tunneler/Prosjektering og bygging/Laster

Vedlegg I A: Kapasitetskontroll brudd/bruks:

Dimensjonering av betongdekke
Programmodul: Betongbjelke etter Eurocode versjon 7.00

24.04.2017 16:50:37

Side: 1

Dato: 24. april 2017
Tid: 16:50:37
Signatur:

Programmet er utviklet av Norconsult Informasjonssystemer as.

Programsystem: G-PROG Betong

Programmodul: Betongbjelke etter Eurocode versjon 7.00

Norm: Norsk Standard NS-EN 1992 og NS-EN1990 med nasjonale tillegg NA:2008

Beregning og dimensjonering av kontinuerlig betongbjelke etter Eurocode

Programlisensen eies av: Sweco Norge AS

Dokument: E:\G-prog\Betongdekke.gw7k

Innholdsfortegnelse

1. Grafisk presentasjon av inndata

- 1.1 Lasttilfeller
 - 1.1.1 Sprengstein
 - 1.1.2 Egenvekt
 - 1.1.3 Snølast
 - 1.1.4 Trykk/sug fra togtrafikk

2. Materialdata

3. Geometri

- 3.1 Hovedgeometri
- 3.2 Tverrsnittsgeometrier

4. Laster

- 4.1 Lasttilfeller
 - 4.1.1 Sprengstein
 - 4.1.2 Egenvekt
 - 4.1.3 Snølast
 - 4.1.4 Trykk/sug fra togtrafikk
- 4.2 Lastkombinasjoner
 - 4.2.1 Bruddgrense kombinasjon 6.10A (Brudd)
 - 4.2.2 Bruksgrense (Karakteristisk (Bruksgrense))
 - 4.2.3 Bruddgrense kombinasjon 6.10B (Brudd)

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger

- 5.1 Armering
- 5.2 Presentasjon av alle snitt
- 5.3 Kapasitetskontroll
- 5.4 Statikkresultater

6. Armering

- 6.1 Armering i underkant
- 6.2 Armering i overkant
- 6.3 Nødvendig armeringsareal
- 6.4 Minimumsarmering, lengderetning

7. Kapasitetskontroll

- 7.1 Sammendrag av kapasitetskontroll
- 7.2 Sammendrag av kapasitetskontroll, utvidet

8. Forskyvninger fra alle bruksgrensekombinasjoner

9. Sammendrag av snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner

10. Sammendrag av snittkrefter fra alle brukskombinasjoner

11. Snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner

12. Snittkrefter fra alle brukskombinasjoner

13. Oppleggskrefter

- 13.1 Ekstremverdier fra alle bruddkombinasjoner
- 13.2 Ekstremverdier fra alle brukskombinasjoner

14. Fortegnsregler

1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Sprengstein



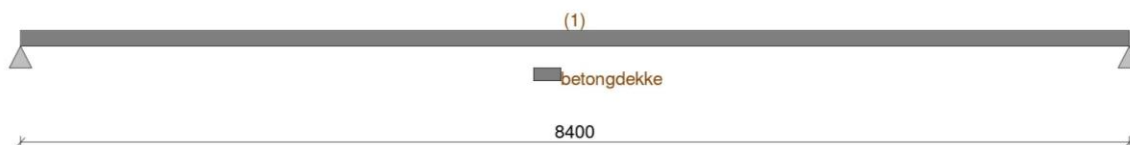
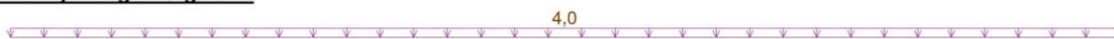
1.1.2 Egenvekt



1.1.3 Snølast



1.1.4 Trykk/sug fra togtrafikk



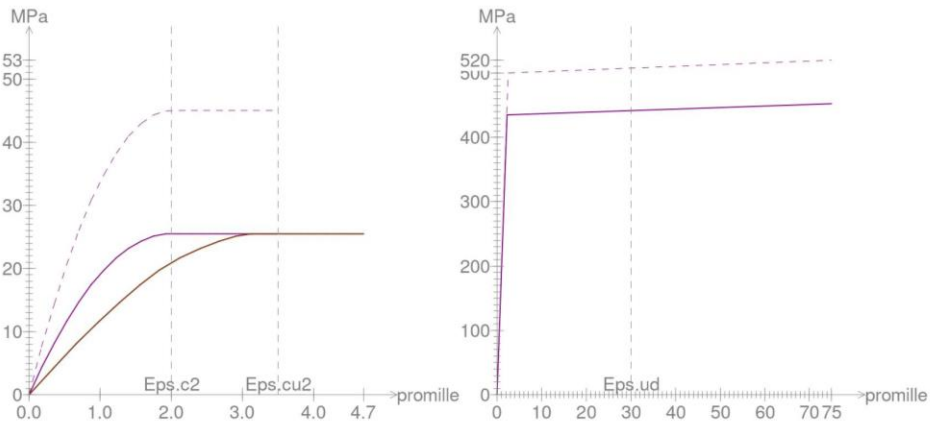
2. Materialdata

Betongklasse etter EN1992	C	B45	MPa
Materialfaktor for betong	GammaC	1,50	
Bjerkens massetetthet	Rho	2 400	kg/m3
Største tilslag etter NS-EN 12620	D	20	mm
Betongens sylindrefasthet	fck	45,0	MPa
Betongens kubehållfasthet	fck,cube	55,0	MPa
Betongens trykktøyning ved maks. spenning, kurve 2	Eps.c2	-2,00	promille
Betongens bruddtøyning, kurve 2	Eps.cu2	-3,50	promille
Betongens trykktøyning ved maks. spenning, kurve 1	Eps.c1	-2,40	promille
Betongens bruddtøyning, kurve 1	Eps.cu1	-3,50	Promille
Betongens midlere E-modul	Ecm	36 283	MPa
Betongens midlere trykkfasthet	fcm	53,0	MPa
Betongens dimensjonerende trykkfasthet	fcd	25,5	MPa
Betongens midlere strekkfasthet	fctm	3,80	MPa
Betongens dimensjonerende strekkfasthet	fctd	1,51	MPa
Sementklasse	Sement	N	
Relativ fuktighet	RH	40	%
Alder ved pålastning	t0	28	døgn
Eksponeringsklasse	X	XC2	
Dimensjonerende levetid	Lvt	100	år
Tillegg / fradrag i nominell verdi for Cdur. 4.4.1.2 (6) - (11)	DeltaC	0	mm
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde	wd	0,30	mm
Minimum overdekning etter EN1992	Minc	35	mm
Nødvendig fasthetsklasse etter appendix J.	Cind	B25	MPa
Bestandighetsklasse	M	M60	
Ståltype	Stål	C	
Materialfaktor for stål	GammaS	1,15	
Strekkarmringens flytegrense	fyk	500	MPa
Bøylens flytegrense	fywk	500	MPa
Toleranse for plassering av jern vertikalt	Toleranse	10,0	mm
Forhold mellom flytespenning og bruddspenning	k	1,04	

Armeringens bruddtøyning	Eps.uk	75,00	promille
Egendefinert øvre grense for armeringstøyningen	Eps.lim	100,0	promille
Armeringens E-modul	Es	200 000	MPa
Armeringens bruddgrense	ftks	520	MPa
Største armeringstøyning i beregningen etter EN1992	Eps.ud	30,0	promille

Id **EcL** **Fi**
 MPa
 betongdekke 14 496 1,50

Id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
 EcL : Betongens langtids E-modul
 Fi : Kryptall



3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

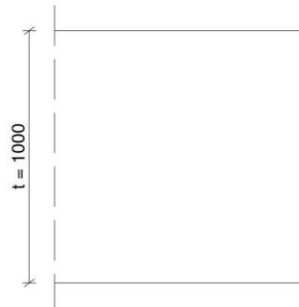
Felt	L	Oppl.type	idU	idO	Xb	Avvik	Ttype	id	S	I	A
	mm				mm	mm			mm	mm ⁴	mm ²
1	8 400	Fri			300	0	Dekke	betongdekke	0	8,33e+010	1,00e+006
2		Fri			300	0					

L : Spennvidde
 Oppl.type : Oppleggstype
 idU : Identifikasjon på søyletype under
 idO : Identifikasjon på søyletype over
 Xb : Oppleggsbredde
 Avvik : Avvik fra senter opplegg
 Ttype : Tverrsnittstype
 id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
 S : Avstand til akse
 I : Tregghetsmoment
 A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgeometrier

Dekketverrsnitt: betongdekke

Dekketykkelse t 1 000 mm
 Effektiv tverrsnittstykkelse = $2 \cdot A_c / U$ h_0 1 000 mm



4. Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 Sprengstein

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	30,0	0	0,0

4.1.2 Egenvekt

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	24,0	0	0,0

4.1.3 Snølast

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Trapeslast	0	8,2 8 400	3,6	

4.1.4 Trykk/sug fra togtrafikk

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	4,0	0	0,0

Felt : Feltnummer for lasten
 Ltype : Type last
 x1 : Avstand fra venstre ende i felt
 q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)
 x2 : Lastutbredelse
 q2 : Intensitet høyre lastkant

4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 Bruddgrense kombinasjon 6.10A (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Sprengstein	Permanent	1,35	1,00	1,00
Egenvekt	Permanent	1,35	1,00	1,00
Snølast	Variabel total	1,05	0,00	1,00
Trykk/sug fra togtrafikk	Variabel total	1,05	0,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
 Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
 Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
 Min gamma : Minste lastfaktor
 Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

4.2.2 Bruksgrense (Karakteristisk (Bruksgrense))

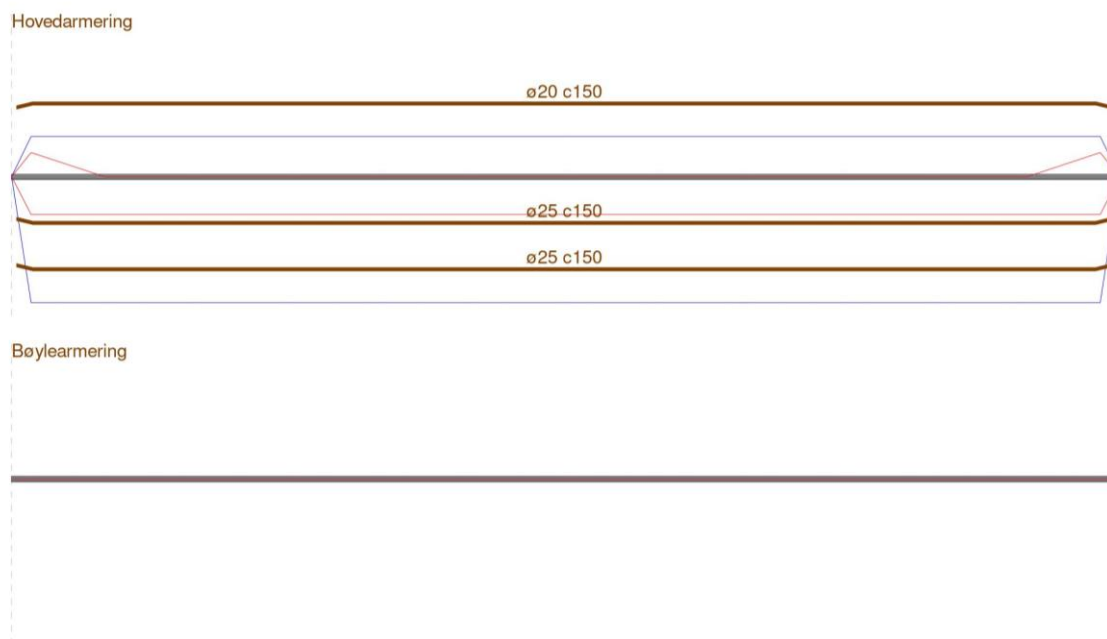
LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Sprengstein	Permanent	1,00	1,00	1,00
Egenvekt	Permanent	1,00	1,00	1,00
Snølast	Variabel total	1,00	1,00	1,00
Trykk/sug fra togtrafikk	Variabel total	1,00	0,00	1,00

4.2.3 Bruddgrense kombinasjon 6.10B (Brudd)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Sprengstein	Permanent	1,20	1,00	1,00
Egenvekt	Permanent	1,20	1,00	1,00
Snølast	Variabel total	1,50	0,00	1,00
Trykk/sug fra togtrafikk	Variabel total	1,50	0,00	1,00

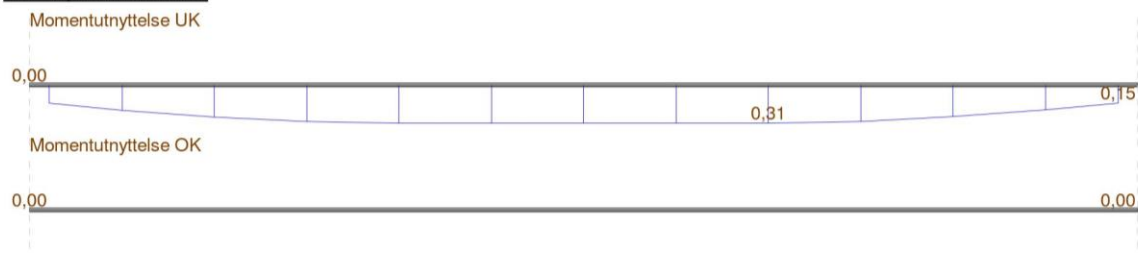
5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger

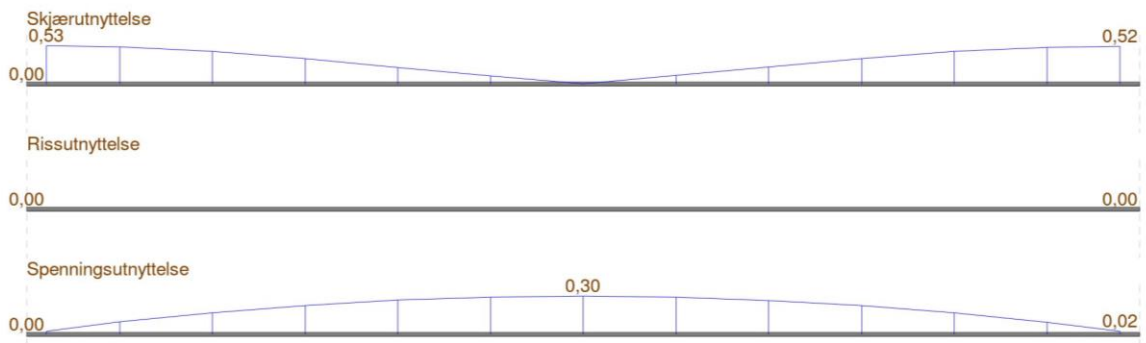
5.1 Armering



5.2 Presentasjon av alle snitt

5.3 Kapasitetskontroll



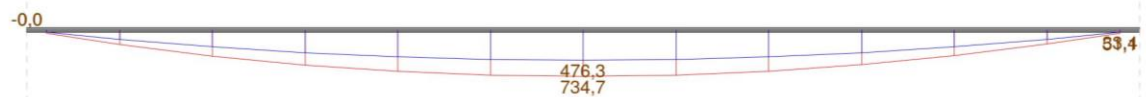


5.4 Statikkresultater

Forskyvning fra bruksgrensekombinasjoner



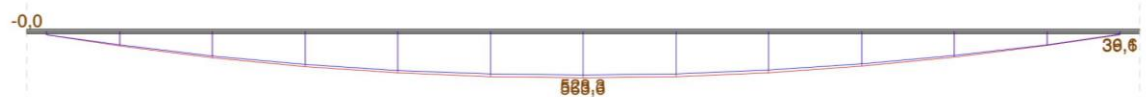
Moment fra bruddgrensekombinasjoner



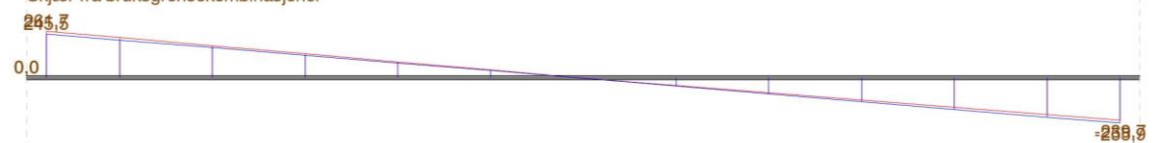
Skjær fra bruddgrensekombinasjoner



Moment fra bruksgrensekombinasjoner



Skjær fra bruksgrensekombinasjoner



6. Armering

6.1 Armering i underkant

Ø	cc	c	X1	X2	X3	F1	F2
mm	mm	mm	mm	mm	mm		
25,0	150	923	40	8 340	8 300	1,00	1,00
25,0	150	823	40	8 340	8 300	1,00	1,00

6.2 Armering i overkant

Ø	cc	c	X1	X2	X3	F1	F2
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20,0	150	75	40	8 340	8 300	1,00	1,00

Ø : Diameter for armering
 cc : Senteravstand
 c : Avstand til akse
 X1 : Startpunkt for armering
 X2 : Sluttunkt for armering
 X3 : Armeringslengde
 F1 : Forankringsfaktor i startpunktet
 F2 : Forankringsfaktor i sluttunktet

6.3 Nødvendig armeringsareal

Feltnummer: 1

x	ASUe	ASOe	ASUn	ASOn	ASU	ASO	Abe	Abn	Ab
mm	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²	mm ² /m	mm ² /m	mm ² /m
150	6 545	2 094	1 963	1 257	930	930	0	0	1 342
700	6 545	2 094	1 963	0	1 860	0	0	0	1 342
1 400	6 545	2 094	1 963	0	1 860	0	0	0	1 342
2 100	6 545	2 094	1 963	0	1 860	0	0	0	1 342
2 800	6 545	2 094	1 963	0	1 860	0	0	0	1 342
3 500	6 545	2 094	1 963	0	1 860	0	0	0	1 342
4 200	6 545	2 094	1 963	0	1 860	0	0	0	1 342
4 900	6 545	2 094	1 963	0	1 860	0	0	0	1 342
5 600	6 545	2 094	1 963	0	1 860	0	0	0	1 342
6 300	6 545	2 094	1 963	0	1 860	0	0	0	1 342
7 000	6 545	2 094	1 963	0	1 860	0	0	0	1 342
7 700	6 545	2 094	1 963	0	1 860	0	0	0	1 342
8 250	6 545	2 094	1 963	1 257	930	930	0	0	1 342

x : Snittavstand til venstre opplegg i felt
 ASUe : Innlagt effektiv armering i underkant
 ASOe : Innlagt effektiv armering i overkant
 ASUn : Nødvendig armering i underkant
 ASOn : Nødvendig armering i overkant
 ASU : Minste areal for underkantarmring
 ASO : Minste areal for overkantarmring
 Abe : Innlagt bøylearmring
 Abn : Nødvendig bøylearmring
 Ab : Minste areal for bøylearmring

6.4 Minimumsarmering, lengderetning

Felt	As	As,max	ccs	cca	cct	ccta	Asw,min	Aswb,min
	mm ²	mm ²	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ²
1	1 776	40 000	250	400	400	450	1 342	1 342

As : Minste areal for hovedarmring
 As,max : Største areal for summen av all langsgående armering
 ccs : Maksimal tillatt senteravstand i strekksone
 cca : Maksimal tillatt senteravstand for avtrappet armering
 cct : Maksimal tillatt senteravstand for fordelingsarmring på tvers
 ccta : Største senteravstand for avtrappet fordelingsarmring
 Asw,min : Minste tillatte skjærarmring
 Aswb,min : Minste tillatte skjærarmring med bøyer

7. Kapasitetskontroll

7.1 Sammendrag av kapasitetskontroll

Felt	xU	MEdmax/	xO	MEdmin/	VEdred/	fmaxl	wk/wktil
	mm	MRduk	mm	MRdok	VRd	mm	
1	2 800	0,31	150	0,00	0,53	10,7	0,00

xU : Avstand fra venstre opplegg til snitt for største kapasitetsutnyttelse
 MEdmax/ : Største kapasitetsutnyttelse i bruddgrense for strekk i UK
 xO : Avstand fra venstre opplegg til snitt for største kapasitetsutnyttelse
 MEdmin/ : Største kapasitetsutnyttelse i bruddgrense for strekk i OK
 VEdred/ : Største kapasitetsutnyttelse for skjærkraft
 fmaxl : Maksimal nedbøyning
 wk/wktil : Maksimal utnyttelse for riss

7.2 Sammendrag av kapasitetskontroll, utvidet

Feltnummer: 1

x	MEdmax/	MRduk	MEdmin/	MRdok	VEdred/	VEd/	fmaxl	wk/wktil
mm	MRduk	kNm	MRdok	kNm	VRd	VRdt	mm	
150	0,15	2 359,6	0,00	0,0	0,53	0,06	0,6	0,00
700	0,20	2 359,6	0,00	0,0	0,51	0,05	2,9	0,00
1 400	0,26	2 359,6	0,00	0,0	0,45	0,04	5,6	0,00
2 100	0,30	2 359,6	0,00	0,0	0,35	0,03	7,8	0,00
2 800	0,31	2 359,6	0,00	0,0	0,23	0,02	9,4	0,00
3 500	0,31	2 359,6	0,00	0,0	0,11	0,01	10,4	0,00
4 200	0,31	2 359,6	0,00	0,0	0,00	0,00	10,7	0,00
4 900	0,31	2 359,6	0,00	0,0	0,12	0,01	10,3	0,00
5 600	0,31	2 359,6	0,00	0,0	0,24	0,02	9,3	0,00
6 300	0,30	2 359,6	0,00	0,0	0,35	0,03	7,7	0,00
7 000	0,26	2 359,6	0,00	0,0	0,45	0,04	5,6	0,00
7 700	0,20	2 359,6	0,00	0,0	0,51	0,05	2,9	0,00
8 250	0,15	2 359,6	0,00	0,0	0,52	0,06	0,6	0,00

x : Avstand fra venstre opplegg til snitt
 MEdmax/ : Kapasitetsutnyttelse for det største momentet i bruddgrense (strekk i UK)
 MRduk : Momentkapasitet for strekk i UK
 MEdmin/ : Kapasitetsutnyttelse for det minste momentet i bruddgrense (strekk i OK)
 MRdok : Momentkapasitet for strekk i OK
 VEdred/ : Kapasitetsutnyttelse for skjærkraft
 VEd/ : Utnyttelse for trykkbrudd
 fmaxl : Maksimal forskyvning etter lang tid
 wk/wktil : Maksimal utnyttelse for riss

8. Forskyvninger fra alle bruksgrensekombinasjoner

Felt	fgk	fgl	fmaxk	fmink	fmaxl	fminl
	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1	5,4	10,3	5,8	0,3	10,7	0,6

9. Sammendrag av snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner

Felt	x	Mf	Vv	Mv	Vh	Mh
	mm	kNm	kN	kNm	kN	kNm
1	4 200	734,7	340,4	33,4	-334,3	33,4

10. Sammendrag av snittkrefter fra alle brukskombinasjoner

Felt	x	Mf	Vv	Mv	Vh	Mh
	mm	kNm	kN	kNm	kN	kNm
1	4 200	563,6	261,7	37,5	-255,9	36,6

11. Snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner**Feltnummer: 1**

x mm	Mmax		Mmin		Vmax		Vmin	
	V1 kN	M1 kNm	V2 kN	M2 kNm	V3 kN	M3 kNm	V4 kN	M4 kNm
150	340,4	52,0	218,7	33,4	340,4	52,0	218,7	33,4
700	293,4	226,3	189,0	145,5	293,4	226,3	189,0	145,5
1 400	233,8	410,8	151,2	264,6	233,8	410,8	151,2	264,6
2 100	174,5	553,7	113,4	357,2	174,5	553,7	113,4	357,2
2 800	115,5	655,1	75,6	423,4	115,5	655,1	75,6	423,4
3 500	56,8	715,4	37,8	463,0	56,8	715,4	37,8	463,0
4 200	-1,7	734,7	0,0	476,3	0,0	476,3	-2,4	702,5
4 900	-59,9	713,1	-37,8	463,0	-37,8	463,0	-59,9	713,1
5 600	-117,7	650,9	-75,6	423,4	-75,6	423,4	-117,7	650,9
6 300	-175,3	548,3	-113,4	357,2	-113,4	357,2	-175,3	548,3
7 000	-232,7	405,5	-151,2	264,6	-151,2	264,6	-232,7	405,5
7 700	-289,7	222,7	-189,0	145,5	-189,0	145,5	-289,7	222,7
8 250	-334,3	51,1	-218,7	33,4	-218,7	33,4	-334,3	51,1

12. Snittkrefter fra alle brukskombinasjoner**Feltnummer: 1**

x mm	Mmax		Mmin		Vmax		Vmin	
	V1 kN	M1 kNm	V2 kN	M2 kNm	V3 kN	M3 kNm	V4 kN	M4 kNm
150	261,7	40,0	245,5	37,5	261,7	40,0	245,5	37,5
700	225,4	173,9	211,4	163,2	225,4	173,9	211,4	163,2
1 400	179,5	315,6	168,3	296,0	179,5	315,6	168,3	296,0
2 100	133,8	425,2	125,4	398,8	133,8	425,2	125,4	398,8
2 800	88,4	503,0	82,8	471,6	88,4	503,0	82,8	471,6
3 500	43,3	549,0	40,5	514,7	43,3	549,0	40,5	514,7
4 200	-1,6	563,6	-1,6	528,3	-1,6	528,3	-1,6	563,6
4 900	-46,2	546,8	-43,4	512,5	-43,4	512,5	-46,2	546,8
5 600	-90,5	499,0	-84,9	467,6	-84,9	467,6	-90,5	499,0
6 300	-134,6	420,2	-126,2	393,7	-126,2	393,7	-134,6	420,2
7 000	-178,4	310,6	-167,2	291,0	-167,2	291,0	-178,4	310,6
7 700	-221,9	170,5	-207,9	159,7	-207,9	159,7	-221,9	170,5
8 250	-255,9	39,1	-239,7	36,6	-239,7	36,6	-255,9	39,1

13. Oppleggskrefter**13.1 Ekstremverdier fra alle bruddkombinasjoner**

Oppl	Nmax			Nmin			Mmax			Mmin		
	N1 kN	M1U kNm	M1O kNm	N2 kN	M2U kNm	M2O kNm	N3 kN	M3U kNm	M3O kNm	N4 kN	M4U kNm	M4O kNm
1	353,2	0,0	0,0	226,8	0,0	0,0	353,2	0,0	0,0	226,8	0,0	0,0
2	346,5	0,0	0,0	226,8	0,0	0,0	346,5	0,0	0,0	226,8	0,0	0,0

13.2 Ekstremverdier fra alle brukskombinasjoner

Oppl	Nmax			Nmin			Mmax			Mmin		
	N1 kN	M1U kNm	M1O kNm	N2 kN	M2U kNm	M2O kNm	N3 kN	M3U kNm	M3O kNm	N4 kN	M4U kNm	M4O kNm
1	271,6	0,0	0,0	254,8	0,0	0,0	271,6	0,0	0,0	254,8	0,0	0,0
2	265,2	0,0	0,0	248,4	0,0	0,0	265,2	0,0	0,0	248,4	0,0	0,0

14. Fortegnsregler

Positiv last (jevnt fordelt, punktlast og trapeslast) peker nedover.
Positiv momentlast dreier mot urviseren.
Positivt moment gir strekk i underkant.
Positiv skjærkraft vil dreie et bjelkeelement med urviseren.
Positiv oppleggskraft er oppover.
Positivt oppleggsmoment vil dreie et oppleggspunkt med urviseren.
Positiv forskyvning er nedover.

Vedlegg I B: Kapasitetskontroll for steinsprang (ulykkeslast)

Dimensjonering av betongdekke
Programmodul: Betongbjelke etter Eurocode versjon 7.00

24.04.2017 16:35:01

Side: 1

Dato: 24. april 2017

Tid: 16:35:01

Signatur:

Programmet er utviklet av Norconsult Informasjonssystemer as.

Programsystem: G-PROG Betong

Programmodul: Betongbjelke etter Eurocode versjon 7.00

Norm: Norsk Standard NS-EN 1992 og NS-EN1990 med nasjonale tillegg NA:2008

Beregning og dimensjonering av kontinuerlig betongbjelke etter Eurocode

Programlisensen eies av: Sweco Norge AS

Dokument: E:\G-prog\Betongdekke.gw7k

Innholdsfortegnelse

1. Grafisk presentasjon av inndata

- 1.1 Lasttilfeller
 - 1.1.1 Sprengstein
 - 1.1.2 Egenvekt
 - 1.1.3 Snølast
 - 1.1.4 Trykk/sug fra togtrafikk
 - 1.1.5 Steinsprang

2. Materialdata

3. Geometri

- 3.1 Hovedgeometri
- 3.2 Tverrsnittsgeometrier

4. Laster

- 4.1 Lasttilfeller
 - 4.1.1 Sprengstein
 - 4.1.2 Egenvekt
 - 4.1.3 Snølast
 - 4.1.4 Trykk/sug fra togtrafikk
 - 4.1.5 Steinsprang
- 4.2 Lastkombinasjoner
 - 4.2.1 Bruddgrense 11A (Brudd)
 - 4.2.2 Bruksgrense (Karakteristisk (Bruksgrense))

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger

- 5.1 Armering
- 5.2 Presentasjon av alle snitt
- 5.3 Kapasitetskontroll
- 5.4 Statikkresultater

6. Armering

- 6.1 Armering i underkant
- 6.2 Armering i overkant
- 6.3 Nødvendig armeringsareal
- 6.4 Minimumsarmering, lengderetning

7. Kapasitetskontroll

- 7.1 Sammendrag av kapasitetskontroll
- 7.2 Sammendrag av kapasitetskontroll, utvidet

8. Forskyvninger fra alle bruksgrensekombinasjoner

9. Sammendrag av snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner

10. Sammendrag av snittkrefter fra alle brukskombinasjoner

11. Snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner

12. Snittkrefter fra alle brukskombinasjoner

13. Oppleggskrefter

- 13.1 Ekstremverdier fra alle bruddkombinasjoner
- 13.2 Ekstremverdier fra alle brukskombinasjoner

14. Fortegnsregler

1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 Sprengstein



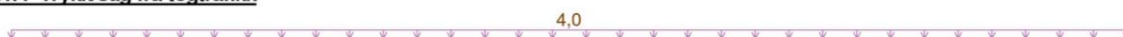
1.1.2 Egenvekt



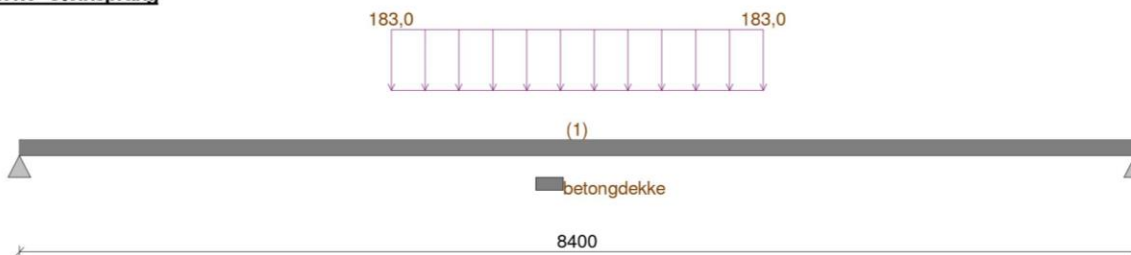
1.1.3 Snølast



1.1.4 Trykk/sug fra togtrafikk



1.1.5 Steinsprang



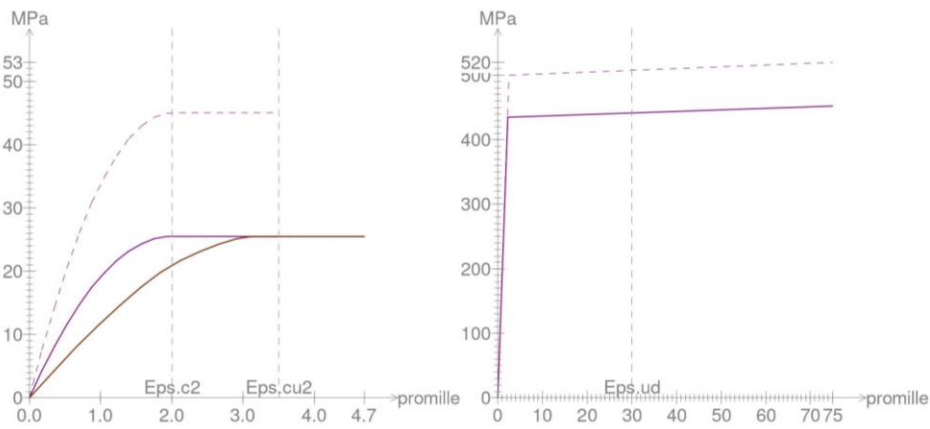
2. Materialdata

Betongklasse etter EN1992	C	B45	MPa
Materialfaktor for betong	GammaC	1,50	
Bjelkens massetetthet	Rho	2 400	kg/m3
Største tilslag etter NS-EN 12620	D	20	mm
Betongens sylindrefasthet	fck	45,0	MPa
Betongens kubehållfasthet	fck,cube	55,0	MPa
Betongens trykkteyning ved maks. spenning, kurve 2	Eps.c2	-2,00	promille
Betongens bruddteyning, kurve 2	Eps.cu2	-3,50	promille
Betongens trykkteyning ved maks. spenning, kurve 1	Eps.c1	-2,40	promille
Betongens bruddteyning, kurve 1	Eps.cu1	-3,50	Promille
Betongens midlere E-modul	Ecm	36 283	MPa
Betongens midlere trykkfasthet	fcm	53,0	MPa
Betongens dimensjonerende trykkfasthet	fcd	25,5	MPa
Betongens midlere strekkfasthet	fctm	3,80	MPa
Betongens dimensjonerende strekkfasthet	fctd	1,51	MPa
Sementklasse	Sement	N	
Relativ fuktighet	RH	40	%
Alder ved pålastning	t0	28	døgn
Eksponeringsklasse	X	XC2	
Dimensjonerende levetid	Lvt	50	år
Tillegg / fradrag i nominell verdi for Cdur. 4.4.1.2 (6) - (11)	DeltaC	0	mm
Grenseverdi for karakteristisk rissvidde	wd	0,30	mm
Minimum overdekning etter EN1992	Minc	25	mm
Nødvendig fasthetsklasse etter appendix J.	Cind	B25	MPa
Bestandighetsklasse	M	M60	
Ståltype	Stål	C	
Materialfaktor for stål	GammaS	1,15	
Strekkarmeringens flytegrense	fyk	500	MPa
Bøylenes flytegrense	fywk	500	MPa

Toleranse for plassering av jern vertikalt	Toleranse	10,0	mm
Forhold mellom flytespenning og bruddspenning	k	1,04	
Armeringens bruddtøyning	Eps.uk	75,00	promille
Egendefinert øvre grense for armeringstøyningen	Eps.lim	100,0	promille
Armeringens E-modul	Es	200 000	MPa
Armeringens bruddgrense	ftks	520	MPa
Største armeringstøyning i beregningen etter EN1992	Eps.ud	30,0	promille

Id	EcL	Fi
	MPa	
betongdekke 14 496	1,50	

Id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
 EcL : Betongens langtids E-modul
 Fi : Kryptall



3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

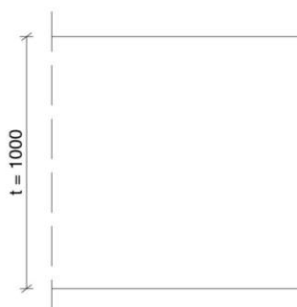
Felt	L	Oppl.type	idU	idO	Xb	Avvik	Ttype	id	S	I	A
	mm				mm	mm			mm	mm ⁴	mm ²
1	8 400	Fri			300	0	Dekke	betongdekke	0 8,33e+010	1,00e+006	
2		Fri			300	0					

L : Spennvidde
 Oppl.type : Oppleggstype
 idU : Identifikasjon på søyletype under
 idO : Identifikasjon på søyletype over
 Xb : Oppleggsbredde
 Avvik : Avvik fra senter opplegg
 Ttype : Tverrsnittstype
 id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
 S : Avstand til akse
 I : Tregghetsmoment
 A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgeometrier

Dekketverrsnitt: betongdekke

Dekketykkelse t 1 000 mm
 Effektiv tverrsnittstykkelse = $2 \cdot A_c / U$ h0 1 000 mm



4. Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 Sprengstein

Felt	Ltype	x1 mm	q1/P/M kN/m, kN, kNm	x2 mm	q2 kN/m
1	Jevn last	0	30,0	0	0,0

4.1.2 Egenvekt

Felt	Ltype	x1 mm	q1/P/M kN/m, kN, kNm	x2 mm	q2 kN/m
1	Jevn last	0	24,0	0	0,0

4.1.3 Snølast

Felt	Ltype	x1 mm	q1/P/M kN/m, kN, kNm	x2 mm	q2 kN/m
1	Trapeslast	0	8,2 8 400	3,6	

4.1.4 Trykk/sug fra togtrafikk

Felt	Ltype	x1 mm	q1/P/M kN/m, kN, kNm	x2 mm	q2 kN/m
1	Jevn last	0	4,0	0	0,0

4.1.5 Steinsprang

Felt	Ltype	x1 mm	q1/P/M kN/m, kN, kNm	x2 mm	q2 kN/m
1	Trapeslast	2 800	183,0	2 800	183,0

Felt : Feltnummer for lasten
 Ltype : Type last
 x1 : Avstand fra venstre ende i felt
 q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)
 x2 : Lastutbredelse
 q2 : Intensitet høyre lastkant

4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 Bruddgrense 11A (Brudd)

LNavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Sprengstein	Permanent	1,00	1,00	1,00
Egenvekt	Permanent	1,00	1,00	1,00
Snølast	Variabel total	1,00	0,00	0,50

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Trykk/sug fra togtrafikk	Variabel total	1,00	0,00	0,20
Steinsprang	Variabel total	1,00	0,00	1,00

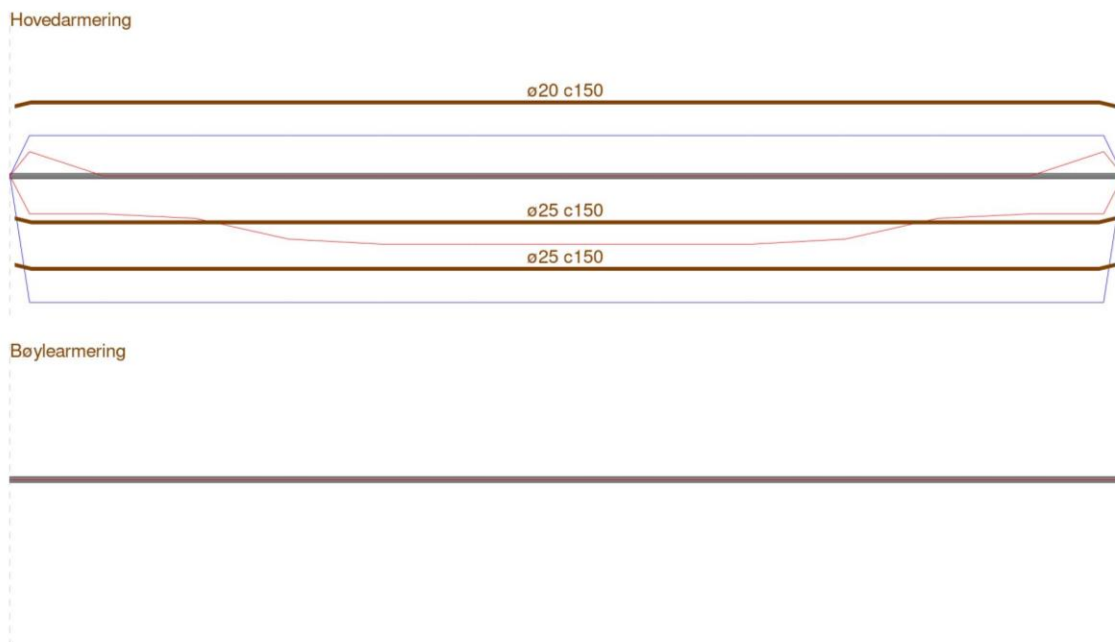
LTnavn : Navn på lasttilfelle
Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
Min gamma : Minste lastfaktor
Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

4.2.2 Bruksgrense (Karakteristisk (Bruksgrense))

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
Sprengstein	Permanent	1,00	1,00	1,00
Egenvekt	Permanent	1,00	1,00	1,00
Snølast	Variabel total	1,00	0,00	1,00
Trykk/sug fra togtrafikk	Variabel total	1,00	0,00	1,00
Steinsprang	Variabel total	1,00	0,00	1,00

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger

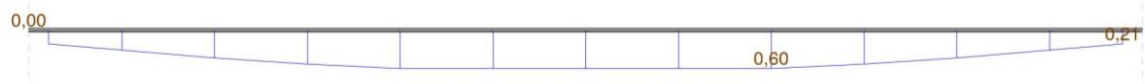
5.1 Armering

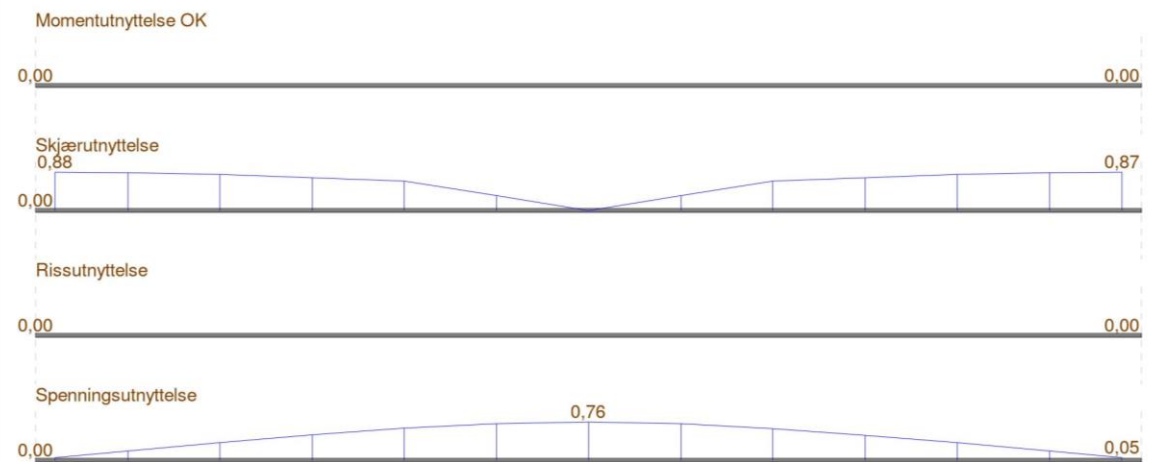


5.2 Presentasjon av alle snitt

5.3 Kapasitetskontroll

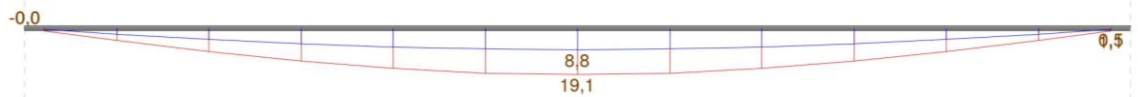
Momentutnyttelse UK



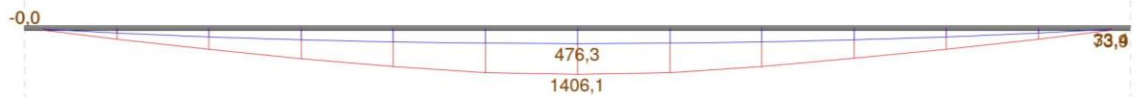


5.4 Statikkresultater

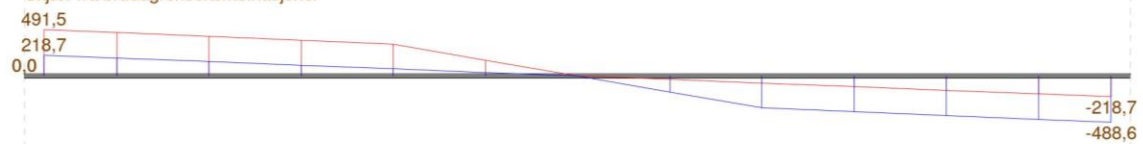
Forskyvning fra bruksgrensekombinasjoner



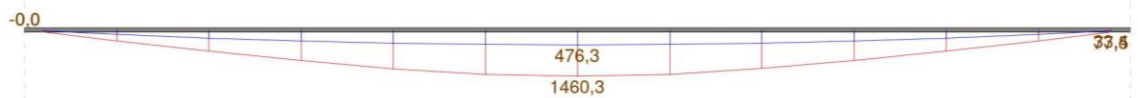
Moment fra bruddgrensekombinasjoner



Skjær fra bruddgrensekombinasjoner



Moment fra bruksgrensekombinasjoner



Skjær fra bruksgrensekombinasjoner



6. Armering

6.1 Armering i underkant

Ø	cc	c	X1	X2	X3	F1	F2
mm	mm	mm	mm	mm	mm		
25,0	150	923	40	8 340	8 300	1,00	1,00
25,0	150	823	40	8 340	8 300	1,00	1,00

6.2 Armering i overkant

Ø	cc	c	X1	X2	X3	F1	F2
mm	mm	mm	mm	mm	mm		
20,0	150	75	40	8 340	8 300	1,00	1,00

Ø : Diameter for armering

cc : Senteravstand

c : Avstand til akse

X1 : Startpunkt for armering

X2 : Sluttunkt for armering

X3 : Armeringslengde

F1 : Forankringsfaktor i startpunktet

F2 : Forankringsfaktor i sluttunktet

6.3 Nødvendig armeringsareal**Feltnummer: 1**

x	ASUe	ASOe	ASUn	ASOn	ASU	ASO	Abe	Abn	Ab
mm	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²	mm ² /m	mm ² /m	mm ² /m
150	6 545	2 094	1 963	1 257	940	940	0	0	1 342
700	6 545	2 094	1 963	0	1 880	0	0	0	1 342
1 400	6 545	2 094	2 182	0	1 880	0	0	0	1 342
2 100	6 545	2 094	3 272	0	1 880	0	0	0	1 342
2 800	6 545	2 094	3 506	0	1 880	0	0	0	1 342
3 500	6 545	2 094	3 506	0	1 880	0	0	0	1 342
4 200	6 545	2 094	3 506	0	1 880	0	0	0	1 342
4 900	6 545	2 094	3 506	0	1 880	0	0	0	1 342
5 600	6 545	2 094	3 506	0	1 880	0	0	0	1 342
6 300	6 545	2 094	3 272	0	1 880	0	0	0	1 342
7 000	6 545	2 094	2 182	0	1 880	0	0	0	1 342
7 700	6 545	2 094	1 963	0	1 880	0	0	0	1 342
8 250	6 545	2 094	1 963	1 257	940	940	0	0	1 342

x : Snittavstand til venstre opplegg i felt

ASUe : Innlagt effektiv armering i underkant

ASOe : Innlagt effektiv armering i overkant

ASUn : Nødvendig armering i underkant

ASOn : Nødvendig armering i overkant

ASU : Minste areal for underkantarmring

ASO : Minste areal for overkantarmring

Abe : Innlagt bøylearmring

Abn : Nødvendig bøylearmring

Ab : Minste areal for bøylearmring

6.4 Minimumsarmering, lengderetning

Felt	As	As,max	ccs	cca	cct	ccta	Asw,min	Aswb,min
	mm ²	mm ²	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ²
1	1 776	40 000	250	400	400	450	1 342	1 342

As : Minste areal for hovedarmring

As,max : Største areal for summen av all langsgående armering

ccs : Maksimal tillatt senteravstand i strekksone

cca : Maksimal tillatt senteravstand for avtrappet armering

cct : Maksimal tillatt senteravstand for fordelingsarmring på tvers

ccta : Største senteravstand for avtrappet fordelingsarmring

Asw,min : Minste tillatte skjærarmering

Aswb,min : Minste tillatte skjærarmering med bøyer

7. Kapasitetskontroll

7.1 Sammendrag av kapasitetskontroll

Felt	xU	MEdmax/	xO	MEdmin/	VEdred/	fmaxl	wk/wktil
	mm	MRduk	mm	MRdok	VRd	mm	
1	2 800	0,60	150	0,00	0,88	19,1	0,00

xU : Avstand fra venstre opplegg til snitt for største kapasitetsutnyttelse
 MEdmax/ : Største kapasitetsutnyttelse i bruddgrense for strekk i UK
 xO : Avstand fra venstre opplegg til snitt for største kapasitetsutnyttelse
 MEdmin/ : Største kapasitetsutnyttelse i bruddgrense for strekk i OK
 VEdred/ : Største kapasitetsutnyttelse for skjærkraft
 fmaxl : Maksimal nedbøyning
 wk/wktil : Maksimal utnyttelse for riss

7.2 Sammendrag av kapasitetskontroll, utvidet

Feltnummer: 1

x	MEdmax/	MRduk	MEdmin/	MRdok	VEdred/	VEd/	fmaxl	wk/wktil
mm	MRduk	kNm	MRdok	kNm	VRd	VRdt	mm	
150	0,21	2 359,6	0,00	0,0	0,88	0,09	1,1	0,00
700	0,31	2 359,6	0,00	0,0	0,87	0,08	5,0	0,00
1 400	0,43	2 359,6	0,00	0,0	0,83	0,08	9,7	0,00
2 100	0,53	2 359,6	0,00	0,0	0,75	0,07	13,6	0,00
2 800	0,60	2 359,6	0,00	0,0	0,67	0,06	16,5	0,00
3 500	0,60	2 359,6	0,00	0,0	0,34	0,03	18,4	0,00
4 200	0,60	2 359,6	0,00	0,0	0,00	0,00	19,1	0,00
4 900	0,60	2 359,6	0,00	0,0	0,34	0,03	18,4	0,00
5 600	0,60	2 359,6	0,00	0,0	0,67	0,06	16,5	0,00
6 300	0,53	2 359,6	0,00	0,0	0,75	0,07	13,5	0,00
7 000	0,43	2 359,6	0,00	0,0	0,82	0,08	9,6	0,00
7 700	0,31	2 359,6	0,00	0,0	0,86	0,08	5,0	0,00
8 250	0,21	2 359,6	0,00	0,0	0,87	0,09	1,1	0,00

x : Avstand fra venstre opplegg til snitt
 MEdmax/ : Kapasitetsutnyttelse for det største momentet i bruddgrense (strekk i UK)
 MRduk : Momentkapasitet for strekk i UK
 MEdmin/ : Kapasitetsutnyttelse for det minste momentet i bruddgrense (strekk i OK)
 MRdok : Momentkapasitet for strekk i OK
 VEdred/ : Kapasitetsutnyttelse for skjærkraft
 VEd/ : Utnyttelse for trykkbrudd
 fmaxl : Maksimal forskyvning etter lang tid
 wk/wktil : Maksimal utnyttelse for riss

8. Forskyvninger fra alle bruksgrensekombinasjoner

Felt	fgk	fgl	fmaxk	fmink	fmaxl	fminkl
	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1	4,9	9,7	14,3	0,3	19,1	0,5

9. Sammendrag av snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner

Felt	x	Mf	Vv	Mv	Vh	Mh
	mm	kNm	kN	kNm	kN	kNm
1	4 200	1 406,1	491,5	33,4	-488,6	33,4

10. Sammendrag av snittkrefter fra alle brukskombinasjoner

Felt	x	Mf	Vv	Mv	Vh	Mh
	mm	kNm	kN	kNm	kN	kNm
1	4 200	1 460,3	517,9	33,4	-512,1	33,4

11. Snittkrefter fra alle bruddkombinasjoner

Feltnummer: 1

x	Mmax		Mmin		Vmax		Vmin		M4
	V1	M1	V2	M2	V3	M3	V4		
mm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kNm
150	491,5	74,4	218,7	33,4	491,5	74,4	218,7	33,4	
700	459,2	335,8	189,0	145,5	459,2	335,8	189,0	145,5	
1 400	418,2	642,9	151,2	264,6	418,2	642,9	151,2	264,6	
2 100	377,3	921,3	113,4	357,2	377,3	921,3	113,4	357,2	
2 800	336,5	1 171,1	75,6	423,4	336,5	1 171,1	75,6	423,4	
3 500	167,8	1 347,6	37,8	463,0	167,8	1 347,6	37,8	463,0	
4 200	-0,8	1 406,1	0,0	476,3	0,0	476,3	-0,8	1 406,1	
4 900	-169,3	1 346,5	-37,8	463,0	-37,8	463,0	-169,3	1 346,5	
5 600	-337,6	1 169,1	-75,6	423,4	-75,6	423,4	-337,6	1 169,1	
6 300	-377,7	918,8	-113,4	357,2	-113,4	357,2	-377,7	918,8	
7 000	-417,6	640,4	-151,2	264,6	-151,2	264,6	-417,6	640,4	
7 700	-457,5	334,1	-189,0	145,5	-189,0	145,5	-457,5	334,1	
8 250	-488,6	73,9	-218,7	33,4	-218,7	33,4	-488,6	73,9	

12. Snittkrefter fra alle brukskombinasjoner

Feltnummer: 1

x	Mmax		Mmin		Vmax		Vmin		M4
	V1	M1	V2	M2	V3	M3	V4		
mm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kNm
150	517,9	78,4	218,7	33,4	517,9	78,4	218,7	33,4	
700	481,6	353,3	189,0	145,5	481,6	353,3	189,0	145,5	
1 400	435,7	674,3	151,2	264,6	435,7	674,3	151,2	264,6	
2 100	390,0	963,3	113,4	357,2	390,0	963,3	113,4	357,2	
2 800	344,6	1 220,3	75,6	423,4	344,6	1 220,3	75,6	423,4	
3 500	171,4	1 400,9	37,8	463,0	171,4	1 400,9	37,8	463,0	
4 200	-1,6	1 460,3	0,0	476,3	0,0	476,3	-1,6	1 460,3	
4 900	-174,3	1 398,7	-37,8	463,0	-37,8	463,0	-174,3	1 398,7	
5 600	-346,7	1 216,3	-75,6	423,4	-75,6	423,4	-346,7	1 216,3	
6 300	-390,8	958,2	-113,4	357,2	-113,4	357,2	-390,8	958,2	
7 000	-434,6	669,3	-151,2	264,6	-151,2	264,6	-434,6	669,3	
7 700	-478,1	349,8	-189,0	145,5	-189,0	145,5	-478,1	349,8	
8 250	-512,1	77,5	-218,7	33,4	-218,7	33,4	-512,1	77,5	

13. Oppleggskrefter

13.1 Ekstremverdier fra alle bruddkombinasjoner

Oppl	Nmax		Nmin		Mmax		Mmin					
	N1	M1U M1O	N2	M2U M2O	N3	M3U M3O	N4	M4U M4O				
	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kNm	kNm		
1	500,4	0,0	0,0	226,8	0,0	0,0	244,2	0,0	0,0	483,0	0,0	0,0
2	497,1	0,0	0,0	226,8	0,0	0,0	497,1	0,0	0,0	226,8	0,0	0,0

13.2 Ekstremverdier fra alle brukskombinasjoner

Oppl	Nmax		Nmin		Mmax		Mmin					
	N1	M1U M1O	N2	M2U M2O	N3	M3U M3O	N4	M4U M4O				
	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kNm	kNm		
1	527,8	0,0	0,0	226,8	0,0	0,0	271,6	0,0	0,0	483,0	0,0	0,0
2	521,4	0,0	0,0	226,8	0,0	0,0	521,4	0,0	0,0	226,8	0,0	0,0

14. Fortegnsregler

Positiv last (jevnt fordelt, punktlast og trapeslast) peker nedover.
Positiv momentlast dreier mot urviseren.
Positivt moment gir strekk i underkant.
Positiv skjærkraft vil dreie et bjelkeelement med urviseren.
Positiv oppleggskraft er oppover.
Positivt oppleggsmoment vil dreie et oppleggspunkt med urviseren.
Positiv forskyvning er nedover.

Vedlegg II : Steinspranglast

Karakteristisk steinspranglast:

Fallhøyde, steinsprang	h	10	m
Tyngdetetthet, steinblokk	ρ	26	kN/m ³
Tykkelse overdekning	E	1,50	m
Steinblokkens radius	R	0,5	m
Statisk M-modul dempningsmaterialet	M_{Ek}	30 000	kN/m ²
Friksjonsvinkel dempningsmaterialet	φ	42°	
Masse steinblokk	$m = \rho \cdot \left(\frac{4}{3}\pi r^3\right)$	1360	Kg
Hastighet av steinblokk ved kontakt	$v = \sqrt{2gh}$	14,01	m/s
Lame parameter sprengstein	$\lambda = \frac{E \cdot v}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$ $= \frac{120000 \cdot 0,25}{(1 + 0,25)(1 - 2 \cdot 0,25)}$	48 000	kN/m ²

Sveitsisk modell:

$$P_k = 2.8 \cdot e^{-0,5} \cdot r^{0,7} \cdot M_{E,k}^{0,4} \cdot \tan\varphi \cdot \left(\frac{m \cdot v_k^2}{2}\right)^{0,6} = 1435 \text{ kN}$$

Japansk modell:

$$P = 0,02(mg)^{2/3} \lambda^{2/5} H^{3/5} \left(\frac{T}{D}\right)^{-0,58} = 2724 \text{ kN}$$

Steinblokkens penetrasjonsdybde:

$$t = \left(\frac{0,5 \cdot E_{kin,k}}{P_k}\right) = 0,47 \approx 470 \text{ m} \quad \text{eller} \quad t = \left(\frac{m_k \cdot v_k^2}{P_k}\right) = 0,186 \approx 190 \text{ mm}$$

Der:

$$E_{kin,k} = \frac{1}{2} m v^2 = 1335 \text{ kJ}$$

$$P_k = 1435 \text{ kN}$$

Der:

$$m_k = 1360 \text{ kg}$$

$$v_k = 14,01 \text{ m/s}$$

$$P_k = 1435 \text{ kN}$$

Minimum overdekning, e:

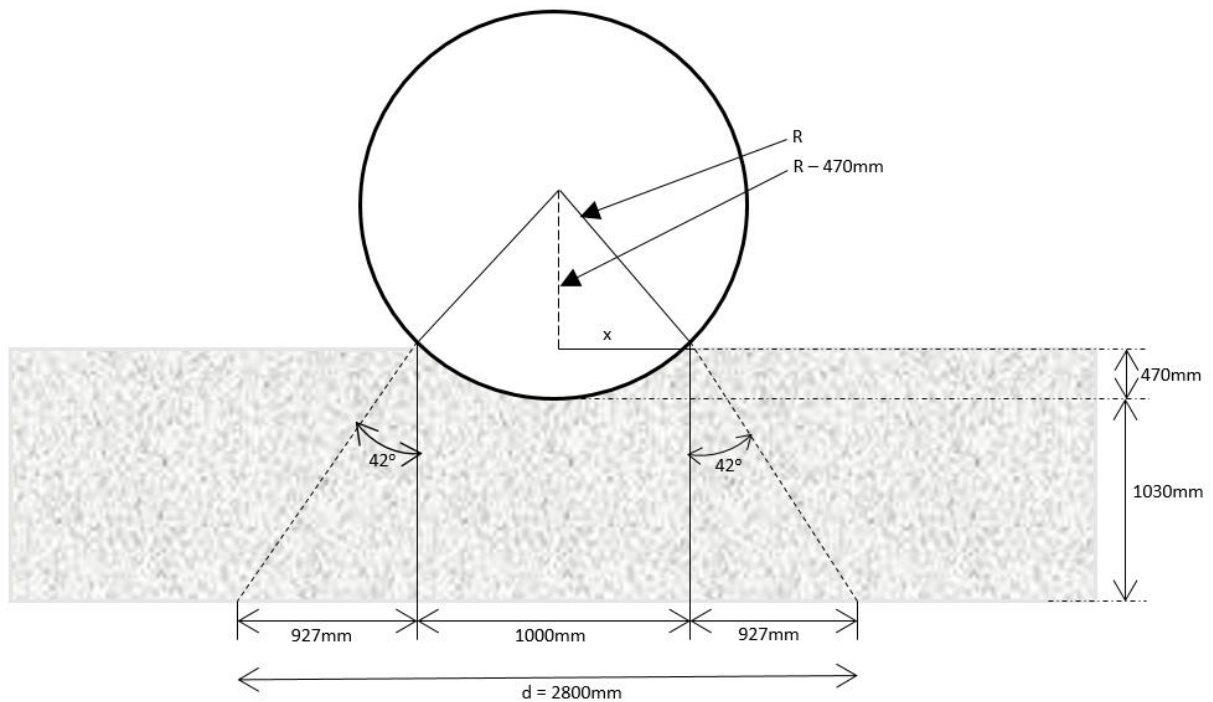
$$e \geq 0,5 \text{ m} \quad 0,5 \text{ m}$$

$$e \geq t + 3 \cdot \emptyset_{\text{maks}} \quad 0,87 \text{ m}$$

$$e \geq 2 \cdot t \quad 0,94 \text{ m}$$

Lastspredning på grunn av dempningsmaterialet:

Det er ikke behov for å dekomponere lasten i dette tilfellet. Fallvinkelen på steinblokken som egentlig ligger mellom 80-90°, blir betraktet som 90°. Vindmotstand og andre retarderende parametere på steinblokken har også blitt sett bort i fra, med andre ord kan det sies at fallsituasjonen er vertikal fritt fall.



Figur: Skisse lastfordeling i dempningsmaterialet

$$x = \sqrt{R^2 - (R - 0,479)^2} \approx 500m$$

$$\tan(\varphi = 42) = \frac{y}{1030mm} \rightarrow y = 927mm$$

$$d = 2(x + y) \approx 2800mm$$

Fordeling av lasten per areal blir da:

$$\text{Fordelt last gjennom dempningsmaterialet} = \frac{P_k}{d^2} = 183 \text{ kN/m}^2$$

På samme beregningsmetode som over for lastfordelingen, men for lasten fra den Japanske formelen fås det:

$$d = 3119mm = 3,12m$$

Som gir en fordelt last på:

$$\frac{P}{d^2} = \frac{2724kN}{9,7m^2} = 280 \text{ kN/m}^2$$

Vedlegg III Snølaster

Snølaster (NS-EN 1991-1-3)

Karakteristisk snølast (Narvik kommune): $S_{k0} = 4,5 \text{ kN/m}^2$
 $H_g = 150\text{m}$
 $H = 100\text{m}$ (Høyde på stedet)

For høyder over H_g korrigeres dimensjonerende snølast etter følgende formel:

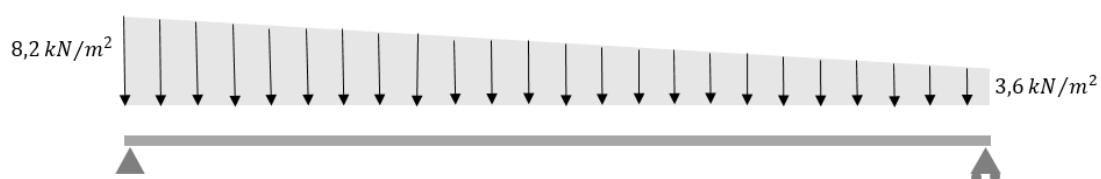
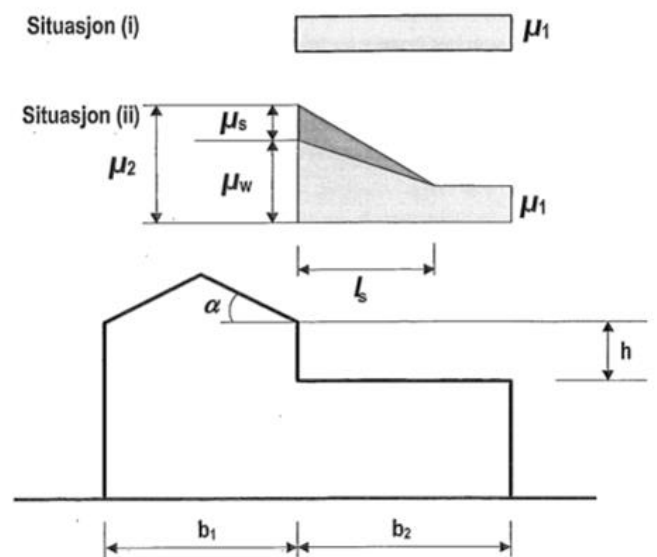
$$S_k = S_{k0} + \eta \cdot \Delta S_k \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Der:

- S_k er karakteristisk snølast på mark, kan ikke overstige $S_{k,max}$
- ΔS_k gitt i tabell NA4.1(901)
- $\eta = (H/H_g)/100$, η rundes opp til nærmeste hele tall
- H er høyde over havet på byggestedet (m)

På grunn av oppstuing og nedfall av snø fra overliggende terreng, skal snølasten beregnes på særskilt måte:

h	10m
b_1	8,4m
b_2	20m (ikke reell)
γ	2 kN/m ³ (Tyngdetetthet snø)
I_s	2 · h = 20m
α	≥ 15°
μ_1	0,8 (flatt tak)
μ_2	$\mu_2 = \mu_s + \mu_w = 1,82$
Der:	$\mu_s = 0,5 \cdot 0,8 = 0,4$ (50% for $\alpha \geq 15^\circ$)
	$\mu_w = \left(\frac{b_1 + b_2}{2h}\right) = 1,42$
Kontroll:	$\frac{\gamma \cdot h}{S_k} = 4,44 \geq \mu_w \rightarrow \text{ok!}$



Vedlegg IV Beregning av rissvidde

Rissvidde beregninger etter NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 Kapittel 7.3.4

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

Der:

$s_{r,max}$ Største rissavstand

ε_{sm} Er midlere tøyning i armeringen for den aktuelle lastkombinasjonen, inkludert virkningen av påførte deformasjoner der det tas hensyn til virkningene av stivhets økning fra betong mellom rissene. Det er kun tillegget i strektøyningen ut over nulltøyningstilstand for betongen i samme nivå som tas i betraktning.

ε_{cm} Er midlere tøyning i betongen mellom riss

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ beregnes på følgende måte:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Der:

σ_s 51,1 N/mm² Er spenningen i strekkarmeringen under forutsetning av et opprisset tverrsnitt.

α_e 5,83 Forholdet mellom $\frac{E_s}{E_{cm}}$

k_t 0,4 $k_t = 0,6$ For kortvarig belastning
 $k_t = 0,4$ For langvarig belastning

$f_{ct,eff}$ 3,8 MPa $f_{ct,eff} = F_{ctm}$

$\rho_{p,eff}$ 0,01 $\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 A'_p) / A_{c,eff}$

Der:

A_s 2010 (innlagt horisontal armering)

$A_{c,eff}$ 400000 (h/2 x b) NS-EN 1992 - 7.3.2.(3)

ξ_1 $\sqrt{\xi \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma_p}} = 1$ (ikke spennarmert)

A'_p 0 (ikke spennarmert)

Venstre side:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} = -5,48 \cdot 10^{-4}$$

Høyre side:

$$0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 1,53 \cdot 10^{-4} \text{ (Høyre siden overstyrer)}$$

Beregner $s_{r,max}$:

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$$

Der:

k_1	0,8	$k_1 = 0,8$ For stenger med god heft $k_1 = 1,6$ For stenger med tilnærmet glatt overflater
k_2	1	$k_2 = 0,5$ For bøyning $k_2 = 1,0$ For rent strekk
k_3	3,4	Anbefalte verdier fra Nasjonal tillegg.
k_4	0,425	Anbefalte verdier fra Nasjonal tillegg.
c	65	Overdekning lengde armering
ϕ_{eq}	16	Armeringsdiameter: for tverrsnitt med ulike armerings typer benyttes følgende formel:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}$$

$$s_{r,max} = 1303mm$$

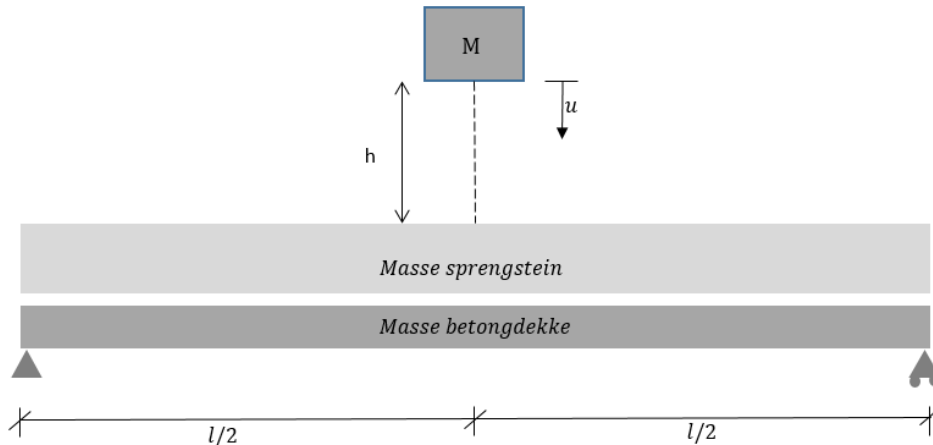
Dette gir:

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$
$$w_k = 1303 (1,53 \cdot 10^{-4}) = 0,199 \approx 0,2mm$$

Vedlegg V : Beregning av egensvingeperioden (T) for betongplaten

Situasjon:

Frittopplagt dekke med et lag av sprengstein som dempningsmateriale. Med følgende randbetingelser som vist i figuren under:



$$u(0) = 0$$

$$u(L) = 0$$

$$u''(0) = 0$$

$$u''(L) = 0$$

Den generelle løsningen er:

$$u(t) = C_1 \cos \beta t + C_2 \sin \beta t + C_3 \cosh \beta t + C_4 \sinh \beta t$$

Derivere to ganger og får:

$$w(t) = -C_1 \beta \sin \beta t + C_2 \beta \cos \beta t - C_3 \beta \sinh \beta t + C_4 \beta \cosh \beta t$$

$$w''(t) = -C_1 \beta^2 \cos \beta t - C_2 \beta^2 \sin \beta t + C_3 \beta^2 \cosh \beta t + C_4 \beta^2 \sinh \beta t$$

Setter inn for randbetingelser:

$$u(0) = C_1 \cos \beta 0 + C_2 \sin \beta 0 + C_3 \cosh \beta 0 + C_4 \sinh \beta 0$$

$$\Rightarrow C_1 = -C_3$$

$$u''(0) = -C_1 \beta^2 \cos \beta 0 - C_2 \beta^2 \sin \beta 0 + C_3 \beta^2 \cosh \beta 0 + C_4 \beta^2 \sinh \beta 0$$

$$\Rightarrow C_3 = C_1$$

$$u(L) = C_1 \cos \beta L + C_2 \sin \beta L + C_3 \cosh \beta L + C_4 \sinh \beta L$$

$$\Rightarrow C_2 \sin \beta L + C_4 \sinh \beta L$$

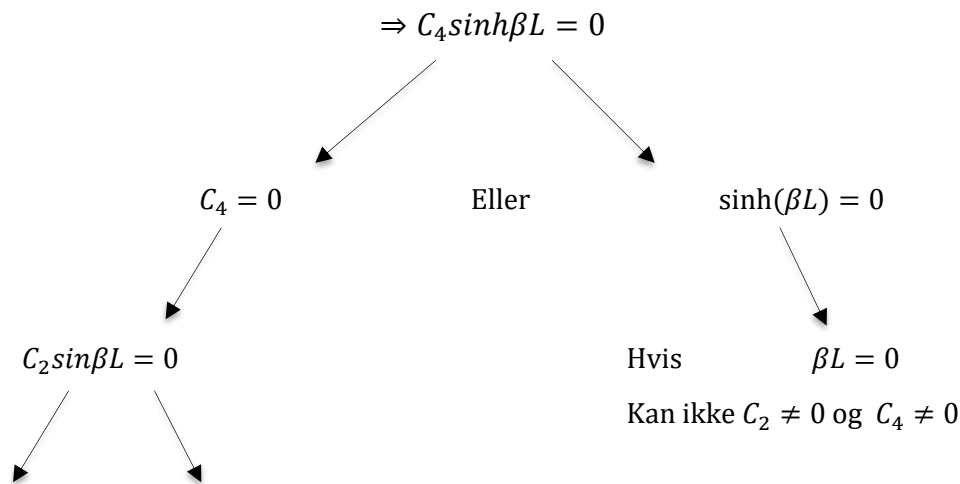
$$w''(L) = -C_1 \beta^2 \cos \beta L - C_2 \beta^2 \sin \beta L + C_3 \beta^2 \cosh \beta L + C_4 \beta^2 \sinh \beta L$$

$$\Rightarrow -C_2 \beta^2 \sin \beta L + C_4 \beta^2 \sinh \beta L$$

Løsningene fra randbetingelsene for venstre side, altså $u(0)$ og $u''(0)$ er uinteressant. Dermed får vi ligningene fra $u(L)$ og $u''(L)$.

$$\begin{cases} C_2 \sin \beta L + C_4 \sinh \beta L \\ -C_2 \beta^2 \sin \beta L + C_4 \beta^2 \sinh \beta L \end{cases}$$

Setter:



$$C_2 \neq 0 \text{ siden } C_4 = 0 \quad \sin \beta L = 0$$

$$\Rightarrow \beta L = n\pi$$

$$\beta = \frac{n\pi}{L}$$

Vi får at:

$$\beta = \frac{n\pi}{L} \text{ for } n = 1, 2, 3, \dots$$

Dette gir:

$$u(t) = C_2 \sin \beta L$$

$$\Rightarrow C_2 \sin \left(\frac{n\pi L}{L} \right) \Rightarrow C_2 \sin(n\pi)$$

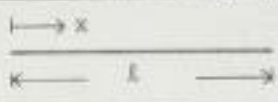


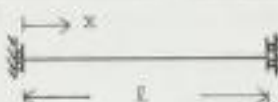
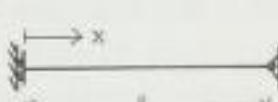
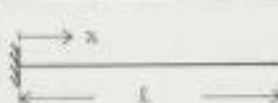
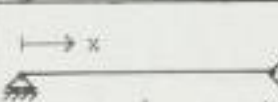

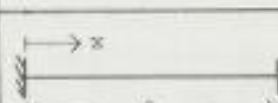
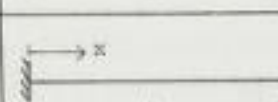
Fra:

$$\beta^4 = \frac{\rho A \omega^2}{EI} \rightarrow \omega^2 = \beta^4 \frac{EI}{\rho A} \rightarrow \omega = \beta^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho A}} = \frac{n^2 \pi^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{\rho A}} = (n\pi)^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho A L^4}}$$

For $n=1$ fås egensvingeperioden:

$$\omega = (\pi)^2 \sqrt{\frac{EI}{m_{tot} L^4}}$$

Dette stemmer godt med tilfelle nummer 7, for fritt opplagt dekke. Den første svingeperioden som er av interesse for $n=1$ er 9,872 som er tilnærmet π^2 .

Tilfelle	Grensebetingelser	Eigenverdi $\bar{\omega}_n$			
		$n=1$	$n=2$	$n=3$	$n>3$
1	 $M(0) = -Q(0) = 0$ $M(l) = -Q(l) = 0$	0	22.37	61.67	$(\frac{2n-1}{2}\pi)^2$ (tilnærmet)
2	 $M(0) = -Q(0) = 0$ $v_{,x}(l) = Q(l) = 0$	0	55.93	30.23	$(\frac{4n-5}{4}\pi)^2$ (tilnærmet)
3	 $M(0) = -Q(0) = 0$ $v(l) = -M(l) = 0$	0	15.42	49.97	$(\frac{4n-3}{4}\pi)^2$ (tilnærmet)
4	 $v_{,x}(0) = Q(0) = 0$ $v_{,x}(l) = Q(l) = 0$	0	9.872	39.48	$(n-1)^2\pi^2$ (eksakt)
5	 $v_{,x}(0) = Q(0) = 0$ $v(l) = -M(l) = 0$	2.468	22.20	61.69	$(\frac{2n-1}{2}\pi)^2$ (eksakt)
6	 $v(0) = v_{,x}(0) = 0$ $M(l) = Q(l) = 0$	3.516	22.03	61.70	$(\frac{2n-1}{2}\pi)^2$ (tilnærmet)
7	 $v(0) = M(0) = 0$ $v(l) = M(l) = 0$	9.872	39.48	88.83	$(n\pi)^2$ (eksakt)
8	 $v(0) = v_{,x}(0) = 0$ $v(l) = M(l) = 0$	15.42	49.97	104.2	$(\frac{4n+1}{4}\pi)^2$ (tilnærmet)
9	 $v(0) = v_{,x}(0) = 0$ $v_{,x}(l) = Q(l) = 0$	5.593	30.23	74.63	$(\frac{4n-1}{4}\pi)^2$ (tilnærmet)
10	 $v(0) = v_{,x}(0) = 0$ $v(l) = v_{,x}(l) = 0$	22.37	61.67	120.9	$(\frac{2n+1}{2}\pi)^2$ (tilnærmet)

$$\bar{\omega}_n = \omega_n \sqrt{\frac{EI}{mL^3}}$$

Figur: egenfrekvenser for en del bjelker [10]

Beregner stivheten EI for dekket:

$$EI = E_{sk} \cdot A_s \cdot d^2 \cdot \xi$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{6872}{1000 \cdot 894} = 7,69 \cdot 10^{-3}$$

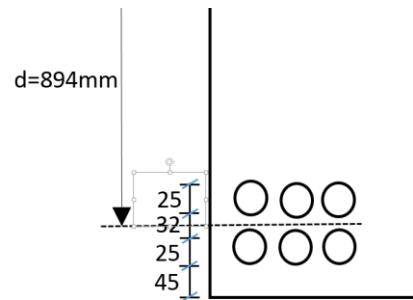
$$\rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d} = \frac{2199}{1000 \cdot 894} = 2,46 \cdot 10^{-3}$$

$$\frac{\rho'}{\rho} = 0,32$$

$$n = \frac{E_{sk}}{E_{cm}} = \frac{210000}{36000} = 5,83$$

$$n \cdot \rho = 0,045$$

$\xi \approx 0,7$
 Figur# [11]



$$EI = 210000 \cdot 6872 \cdot 894^2 \cdot 0,7 = 8,07 \cdot 10^{14} N/mm^2$$

Setter inn i formelen og får:

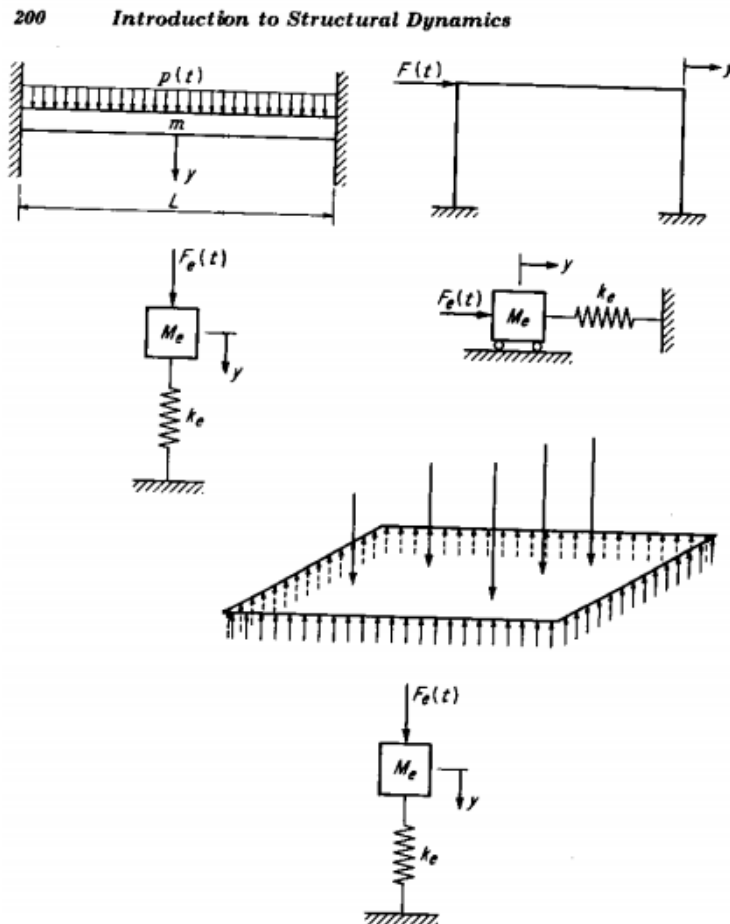
$$\omega = (\pi)^2 \sqrt{\frac{EI}{m_{tot} L^4}} \Rightarrow T = \frac{2\pi}{\omega}$$

Perioden T blir:

$$T = \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{(m_{dekke} + m_{sprengstein}) \cdot L^4}{EI}} = \frac{2}{\pi} \sqrt{\frac{2,6 \cdot 10^7}{8,07 \cdot 10^{14}}} = 1,143 \cdot 10^{-4} s$$

Kontroll av T:

Som kontroll beregnes egensvingeperioden T etter beskrivelse i «Introduction to structural dynamics» [..]. Her skal det også tas hensyn til konstanter/faktorer for redusering av systemet om til en frihetsgrad. For å kunne definere en ekvivalent system med en frihetsgrad er det nødvendig å evaluere parameterne M_e , k_e og F_e Som vist i (figur 36).



Figur 37: Ekvivalent system med en frihetsgrad

Det forutsettes at i det ekvivalente systemet vil nedbøyninger fra konsentrerte masser være det samme i et hvert punkt, for eksempel i midten av et fritttopplagt dekke. Det må også påpekes at spenninger og krefter i det forenklete systemet ikke er direkte ekvivalent med det virkelige systemet. Responsen av det ekvivalente systemet derimot er nøyaktig det samme i et hvert punkt på strukturen.

Konstantene som blir introdusert her, blir bestemt ut ifra en antatt form på deformasjonen av den virkelige strukturen. Det vil si den formen strukturen ville ha fått hvis lasten var statisk. Disse konstantene som skal videre i beregningen betegnes som K , blir brukt for å transformere systemet om til et system med en frihetsgrad, og kan deles inn i to deler.

Masse fordelings konstant K_M som beskriver forholdet mellom den ekvivalente massen og den totale massen. Og lastfordelings konstant K_L som tar for seg forholdet mellom ekvivalente kraften og den virkelige totale lasten.

$$K_M = \frac{M_e}{M_t}$$

$$K_L = \frac{F_e}{F_t}$$

Der:

$$M_t = m \cdot L \text{ (Masse x lengde av strukturen)}$$

$$M_e = \int m \cdot \phi^2(x) dx$$

(Der ϕ er funksjonen for den antatte formen som ekvivalente systemet er basert på)

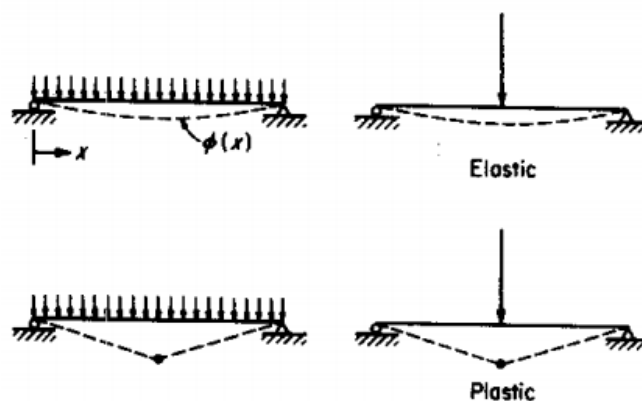
Der:

$$F_t = p \cdot L \text{ (laststørrelse x Lengde)}$$

$$F_e = \int_0^L p(x) \phi(x) dx$$

Bjelker og enveis dekker:

For bjelker og enveisdekker som er fritt opplagt, viser (figur...) den antatte formen for deformasjonen ($\phi(x)$), når utsatt for jevnt fordelt last eller en konsentrert last midt på bjelken. Dette er formen bjelken eller dekket ville hatt i plastisk eller elastisk tilstand hvis lasten var statisk.



Formene fra (figur) kan uttrykkes som følgende:

Jevntfordelt last:

$$\phi(x) = \frac{16}{5L^4} (L^3x - 2Lx^3 + x^4)$$

Elastisk

$$\phi(x) = \frac{2x}{L}$$

$$x < \frac{L}{2}$$

Plastisk

Konsentrert last midt på bjelken:

$$\phi(x) = \frac{x}{L^3} (3L^2 - 4x^2)$$

$$x < \frac{L}{2}$$

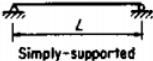
Elastisk

$$\phi(x) = \frac{2x}{L}$$

$$x < \frac{L}{2}$$

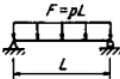
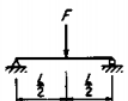
Plastisk

Tabellen under viser verdier for masse-fordelingskonstanten K_M og lastfordelingskonstanten K_L som er beregnet etter formlene fra forrige side:



Simply-supported

Table 5.1 Transformation Factors for Beams and One-way Slabs

Loading diagram	Strain range	Load factor K_L	Mass factor K_M		Load-mass factor K_{LM}		Maximum resistance R_m	Spring constant k	Dynamic reaction V
			Concentrated mass*	Uniform mass	Concentrated mass*	Uniform mass			
	Elastic	0.64	0.50	0.78	$\frac{89\pi_P}{L}$	$\frac{384EI}{5L^3}$	$0.39R + 0.11F$
	Plastic	0.50	0.33	0.66	$\frac{89\pi_P}{L}$	0	$0.38R_m + 0.12F$
	Elastic	1.0	1.0	0.49	1.0	0.49	$\frac{48\pi_P}{L}$	$\frac{48EI}{L^3}$	$0.78R - 0.28F$
	Plastic	1.0	1.0	0.33	1.0	0.33	$\frac{48\pi_P}{L}$	0	$0.75R_m - 0.25F$

Last og massefordelings faktoren K_{LM} som vises av tabellen, er forholdet mellom K_M og K_L som er interessant i denne oppgaven.

K_{LM} for jevnt fordelt last:

$$K_{LM} = \frac{K_M}{K_L} = \frac{\frac{M_e}{M_t}}{\frac{F_e}{F_t}} = \frac{\frac{\int m \cdot \phi^2(x) dx}{m \cdot L}}{\frac{\int_0^L p(x) \phi(x) dx}{p \cdot L}} = 0,49$$

Denne faktoren (K_{LM}) kan nå alene brukes i formelen for den naturlige/egen frekvensen til både forenklete systemet og den virkelige systemet.

$$\omega = \sqrt{\frac{k_e}{M_e}} = \sqrt{\frac{K_L k}{K_M M_t}} = \sqrt{\frac{k}{M_t K_{LM}}}$$

Egensvingeperioden blir da:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{K_{LM} M_t}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{0,49(m_{dekke} + m_{sprengstein})}{\frac{48EI}{L^3}}} =$$

$$2\pi \sqrt{\frac{0,49(\rho A_{dekke} + \rho A_{sprengstein})L}{\frac{48EI}{L^3}}} = 2\pi \sqrt{\frac{0,49(\rho A_{dekke} + \rho A_{sprengstein})L^4}{48EI}} =$$

$$2\pi \sqrt{\frac{0,49(2500 \cdot 1 + 1900 \cdot 1,5)8,4^4}{48 \cdot 8,07 \cdot 10^{14}}} = 1,15 \cdot 10^{-4} s$$

MASTEROPPGAVE

for

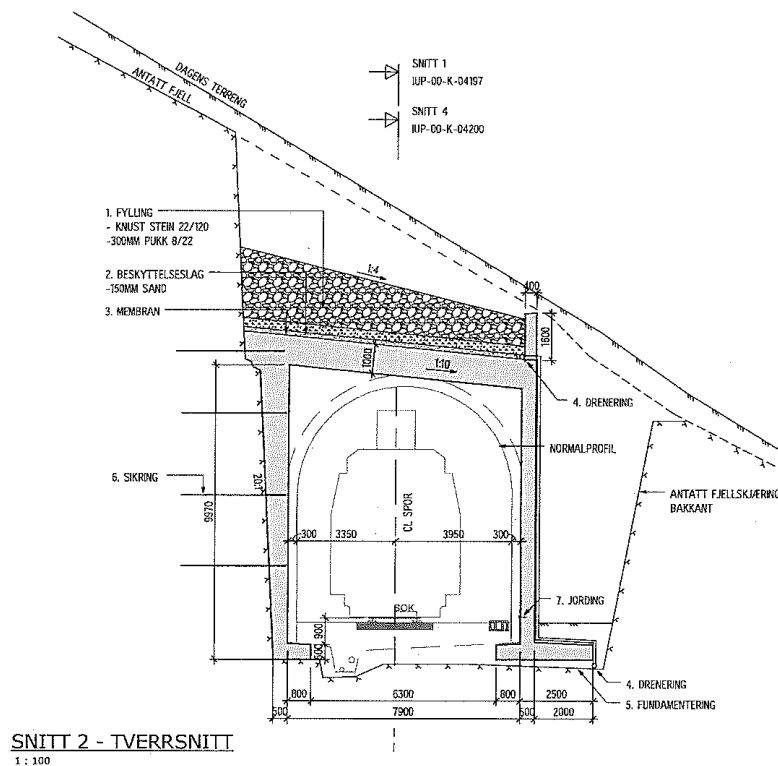
Milad Haidari

Vår 2017

Konstruksjonsmekaniske virkninger av raslaster

Bakgrunn

Veier og jernbaner i Norge er bygget i områder hvor det kan forekomme ras (snøras, jordskred, steinsprang etc.). For å eliminere trafikklaster ved utrasing av blokker eller stein, jord- eller sneskrud, fallende is eller lignende, bygges rasoverbygg og portalbygg, se Figur 1. Et hovedproblem ved raslaster er å fastsette verdier for lastenes størrelse.



Figur 1 Eksempel på rasoverbygg på jernbanestrekning

Begrensning av oppgaven

I den innledende del av oppgaven skal kandidaten gjennomføre et litteraturstudium. Dette skal gi kandidaten innsikt i ulike utforminger av rasoverbygg og portalbygg og virkemåten av disse. Den viktigste målsetningen med litteraturstudiet er å finne frem til nasjonale eller internasjonale retningslinjer eller veiledninger for fastsettelse av konkrete verdier for ulike typer raslaster. På bakgrunn av litteraturstudiet skal det gis anbefalinger med hensyn til valg av metode(r) for fastsettelse av raslaster som skal anvendes senere i oppgaven.

Litteraturstudiet avsluttes med en undersøkelse av hvordan raslaster er behandlet i Norsk Standard.

Arbeidet skal omfatte (men nødvendigvis ikke begrenses til):

Innledende arbeid/litteraturstudium med avgrensninger og definisjoner.

Kandidaten skal redegjøre for slike virkninger og drøfte ulike beregningsmodeller for å bestemme dynamiske effekter av raslaster

Beregningene kan utføres med et egnet program, f. eks ANSYS eller tilsvarende analyseprogrammer basert på elementmetoden. Ved valg av beregningsmodell bør randbetingelser etc. drøftes og begrunnes. Resultater av beregningene skal kontrolleres.

Permanente og variable laster som virker på Rasoverbygg øst og aktuelle lastkombinasjoner skal bestemmes i samsvar med Norsk Standard.

Kandidaten skal velge ut kritisk lastkombinasjon/kritiske lastkombinasjoner som inneholder raslasten og beregne de tilhørende lastvirkningene. Nødvendig armeringsmengde bestemmes ved kapasitetskontroll i kritiske snitt. Materialfastheter (betong og armering) og andre parametere som er nødvendige ved dimensjoneringen vil bli oppgitt

Det skal utarbeides en vitenskapelig artikkel/paper basert på besvarelsen, maks 6 sider. Artikkelen kan sees på som er kortversjon av hele besvarelsen.

Samarbeidspartner

Oppgaven gjennomføres i samarbeid med Sweco. Geir Horrigmoe

Generelt

Senest 14 dager etter at oppgaveteksten er utlevert skal resultatene fra det innledende arbeid være ferdigstilt og levert i form av en forstudierapport. Forstudierapporten skal godkjennes av veileder før kandidaten har anledning til å fortsette på resten av hovedoppgaven. Det innledende arbeid skal være en naturlig forberedelse og klargjøring av det videre arbeid i hovedoppgaven og skal inneholde:

Generell analyse av oppgavens problemstillinger.

Definisjon i forhold til begrensninger og omfang av oppgaven.

Klargjøring/beskrivelse av de arbeidsoppgaver som må gjennomføres for løsning av oppgaven med definisjoner av arbeidsoppgavenes innhold og omfang.

En tidsplan for framdriften av prosjektet.

Sluttrapporten skal være vitenskapelig oppbygget med tanke på litteraturstudie, arbeidsmetodikk, kildehenvisninger etc. Alle beregninger og valgte løsninger må dokumenteres og argumenteres for. Besvarelsen redigeres som en forskningsrapport med et sammendrag både på norsk og engelsk, konklusjon, litteraturliste, referanser, innholdsfortegnelse etc. Påstander skal begrunnes ved bevis, referanser eller logisk argumentasjonsrekker. I tillegg til norsk tittel skal det være en engelsk tittel på oppgaven. Oppgaveteksten skal være en del av besvarelsen (plasseres foran Forord).

Materiell som er utviklet i forbindelse med oppgaven, så som programvare/kildekoder eller fysisk utstyr, er å betrakte som en del av besvarelsen. Dokumentasjon for korrekt bruk av dette skal så langt som mulig også vedlegges besvarelsen.

Dersom oppgaven utføres i samarbeid med en ekstern aktør, skal kandidaten rette seg etter de retningslinjer som gjelder hos denne, samt etter eventuelle andre pålegg fra ledelsen i den aktuelle bedriften. Kandidaten har ikke anledning til å foreta inngrep i den eksterne aktørs informasjonssystemer, produksjonsutstyr o.l. Dersom dette skulle være aktuelt i forbindelse med gjennomføring av oppgaven, skal spesiell tillatelse innhentes fra ledelsen.

Eventuelle reiseutgifter, kopierings- og telefonutgifter må bæres av studenten selv med mindre andre avtaler foreligger.

Hvis kandidaten, mens arbeidet med oppgaven pågår, støter på vanskeligheter som ikke var forutsatt ved oppgavens utforming, og som eventuelt vil kunne kreve endringer i eller utelatelse av enkelte spørsmål fra oppgaven, skal dette umiddelbart tas opp med UiT ved veileder.

Besvarelsen leveres digitalt i MUNIN.

Utleveringsdato:	09.01.2017
Innleveringsdato:	15.05.2017
Kontaktperson bedrift:	Geir Horrigmoe, Sweco Norge AS
Veileder UiT - IVT:	1. am. Hung Thanh Nguyen Telefon: 76 96 62 49 E-post: hung.thanh.nguyen@uit.no
Veileder Sweco Norge AS	Prof. Geir Horrigmoe, Sweco Norge AS Telefon: E-post:
Biveileder:	1. am Klas Pettersson Telefon: 76 96 62 80 E-post: klas.pettersson@uit.no

UiT – Norges Arktiske Universitet
Institutt for bygg, energi og materialteknologi

Hung Thanh Nguyen
Faglig ansvarlig/veileder