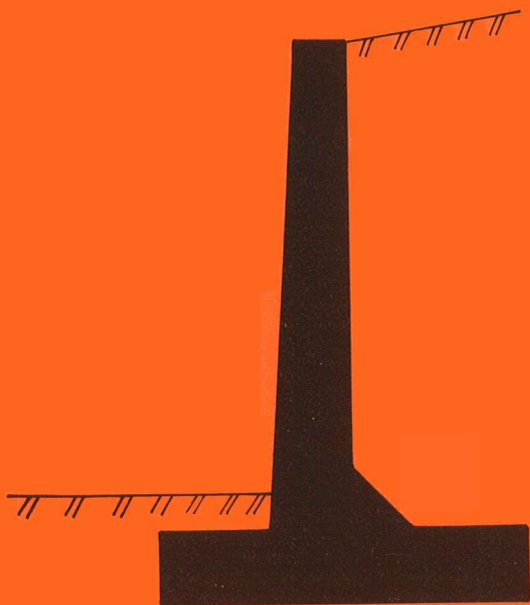


Bruprosjektering-03

STØTTEMURER



'90



STATENS VEGVESEN

624.2/.8(083) V

0806060

MAG

Bruprosjektering - 03

STØTTEMURER

Vegdirektoratets bibliotek



31400477533140



STATENS VEGVESEN

HÅNDBØKENE I STATENS VEGVÆSEN

Dette er en håndbok i vegvesenets interne håndbokserie - erisarrning fortløpende nummererte publikasjoner som først og fremst skal tjene som praktiske hjelpemidler for den enkelte tjenestemann ved utførelse av de ulike arbeidsoppgaver innen etaten.

Det er den enkelte fagavdeling innen Vegdirektoratet som har hovedansvaret for utarbeidelse og ajourføring. De daglige fellesfunksjoner som utgivelse av håndbøker fører med seg, blir ivaretatt av det sentrale håndboksekretariat.

Vegvesenets håndbøker utgis på 3 nivåer:

Nivå 1- Grå bunnfarge på omslaget - omfatter Lover, Avtaler og Forskrifter som godkjennes av overordnet myndighet eller av Vegdirektoratet etter fullmakt.

Nivå 2- Oransje bunnfarge på omslaget - omfatter Normaler og Retningslinjer som godkjennes av Vegdirektoratet.

Nivå 3- Blå bunnfarge på omslaget - omfatter Veiledninger, Lærebøker og Vegdata - som godkjennes av Vegdirektoratets avdeling.

Normaler: Beskrivelse av administrativ eller teknisk fremgangsmåte fastlagt som normal utførelse. Det angis i hvert enkelt tilfelle hvem som kan gi dispensasjon fra beskrivelsen.

Bruprosjektering-03

STØTTEMURER

Nr.100 i vegvesenets håndbokserie

Skrift: Helvetica 9/10

Øpplag: 1500

Trykk: G.P.G. A/S

ISBN 82-7207-283-1

FORORD

Denne normalen er revidert i 1990 i overensstemmelse med nye standarder, forskrifter og rundskriv. Vi ber abonnentene om å kaste den gamle normalen.

Dimensjoneringsgrunnlag, beregningsmodell og beregningseksempler i 1985-utgaven er sløyfet.

Det geotekniske grunnlaget for beregning av støttemurer og landkar er utarbeidet av Veglaboratoriet i 1989 og utgis som vedlegg i Støttemurnormalen.

Vegdirektoratet 1990

03 STØTTEMURER

030 GENERELT OM STØTTEMURER

.0	Generelt	7
.1	Innledning	7
.2	Gravitasjonsmur	7
.3	Vinkelstøttemurer	15
.4	Støttemurer med forankring	16
.5	Skumplast som erstatning for støttemurer	17
.6	Fundamenteringsløsninger	17

031 GENERELLE KRAV TIL UTFØRELSE AV STØTTEMURER AV BETONG

.1	Innledning	18
.2	Beregningsgrunnlag, dimensjonering	18
.3	Materialer, utførelse og kontroll	18
.4	Nyttelaster	19
.5	Masser bak, foran og under mur, generelt	20
.6	Støttemur på løsmasser	22
.7	Støttemur på fjell	23
.8	Magerbetong	23
.9	Setninger	23
.10	Oppbygging av fylling bak støttemur	24
.11	Drenering	26
.12	Komprimering	26
.13	Plassering og utforming av fuger	28
.14	Plassering av horisontale støpeskjøter	28
.15	Detaljer murkrone	29
.16	Plassering av stolper for føringsskinne, gangvegerekker og gjerde	29
.17	Armering rundt rekkverksstolper	31
.18	Forskaling	33
.19	Spesielle krav og løsninger til prefabrikerte støttemurs- elementer	33

032 NORMERTE PÅLASS-STØPTE STØTTEMURER

.0	Generelt	35
.1	Forutsatte materialkoeffisienter Y_m og mobiliserings- grader f for løsmasser	35
.2	Fundamentering og fyllmasser	36
.3	Formtegninger og mål av støttemurer	36
.4	Fjellbolter	42
.5	Armeringstegninger støttemurer	44

033	NORMERTE PREFABRIKERTE STØTTEMURER.	
.0	Generelt	66
.1	Forutsatte materialkoeffisienter Y_m og mobiliserings- grader f for løsmasser	67
.2	Fundamentering og fyllmasser	67
.3	Fundamenteringsarbeider	67
.4	Magerbetong	68
.5	Formtegning av støttemurelementer	68
.6	Løfteanordninger	73
.7	Armering	73
.8	Montering av elementer	81

034	EKSEMPEL PÅ PROSJEKTERING AV EN NØRMERT STØTTEMUR	
.1	Innledning	82
.2	Grunnlagsdata	82
.3	Materialer, utførelse og kontroll	82
.4	Bestemmelse av betongdimensjoner	82
.5	Fjellbolter	83
.6	Tverrarmoring i såle og vertikalarmering i vegg	84
.7	Langsgående armering	84
.8	Armeringstegninger og bøyelister	84

VEDLEGG

	Geotekisk grunnlag for beregning av støttemurer og landkar . . .	85
--	--	----

03 STØTTEMURER

030 Generelt om støttemurer

030.0 GENERELT

I dette hovedkapittel gis først en generell orientering om hvilke støttemurvarianter som er mest aktuelle. Deretter behandles generelle krav til utførelse av støttemurer av betong.

Hovedkapittelet inneholder også underkapitler hvor endel plass-støpte og prefabrikerte støttemurer er normert, dvs. det er gitt alle nødvendige opplysninger for utarbeidelse av form- og armeringstegninger. Dessuten er det i detalj gitt retningslinjer om hvordan de normerte løsninger skal brukes.

030.1 INNLEDNING

Det forekommer mange varianter av støttemurer. I dette kapittel er det forsøkt å gi en kort beskrivelse av de mest aktuelle måter å stramme opp skråninger på ved hjelp av støttemurer o.l.

Etter virkemåten skiller en mellom tre hovedtyper av støttemurer:

- * gravitasjonsmurer
- * vinkelstøttemurer
- * støttemurer med forankring

Det gjøres spesielt oppmerksom på at valg av metode for oppstramming av en skråning må vurderes ut fra både tekniske og økonomiske samt utseendemessige kriterier.

030.2 GRAVITASJONSMURER

Støttemurer som stabiliserer jordtrykket med sin egen tyngde kalles gravitasjonsmurer.

Gravitasjonsmuren kan være utført av:

- * plass-støpt betong,
- * prefabrikerte betongblokker,
- * steinblokker tørrmurt, eller oppmurt med mørtel i fugene
- * kasser fylt med grus eller steinmasser, hvor kassene som regel er bygd opp av betongelementer, stål eller netting (gabioner)

030.2.1 Plass-støpte gravitasjonsmurer

Plass-støpte gravitasjonsmurer som vist i fig. 30.1, har fått mindre anvendelse i de senere år. De blir forholdsvis dyre p.g.a. stort betongforbruk og kostbare forskalingsarbeider, og de kan vanskelig konkurrere med prefabrikerte blokkmurer.

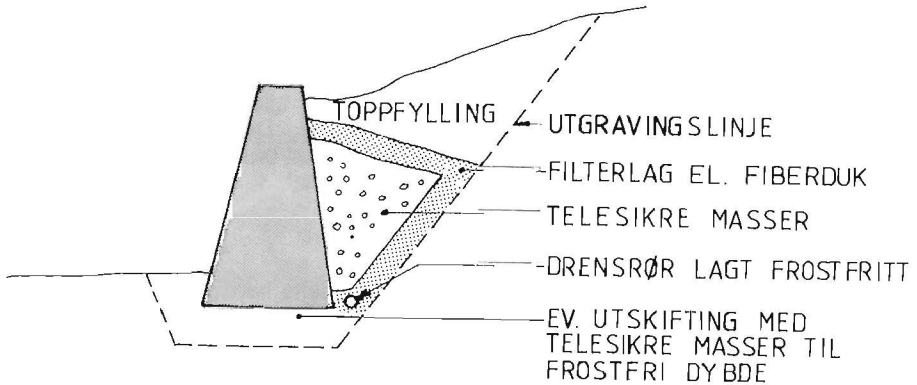


Fig. 030.1 Plass-støpt gravitasjonsmur

Ved løsmassefundamentering må det sikres at muren står på telesikre masser. Bak muren fylles med drenerende og telesikre masser, og det ordnes med avløp for vann, med drenerør langs muren og eventuelt med utsparinger i muren. Eventuelt kan filterlaget erstattes med fiberduk.

030.2.2 Prefabrikerte blokkmurer

Det finnes på markedet flere varianter av prefabrikerte betongblokker. Ingen av blokkmurene anbefales brukt til oppstøtting av veg med trafikk. Filterlaget vist på figurene kan eventuelt erstattes med fiberduk.

Trønderblokker

Trønderblokkmur som vist i fig. 030.2 er den mest benyttede av blokkmurene. Blokkene er massive betongblokker som p.g.a. sin spesielle form kan stable tørt i forband over hverandre. Formatet for normalblokken er ca. 0,4x0,5x0,7 m, skift-høyde 0,4 m og vekt ca. 320 kg/stk. Spesielle tilpassing- og avslutningsblokker blir også levert. Blokkene leveres med løftehull. Ferdig støttemur får en helning innover på ca. 20° (3:1).

Som støttemur kan muren legges opp i 3 - 4,5 m høyde avhengig av grunnforhold og av helning på terrenget bak muren.

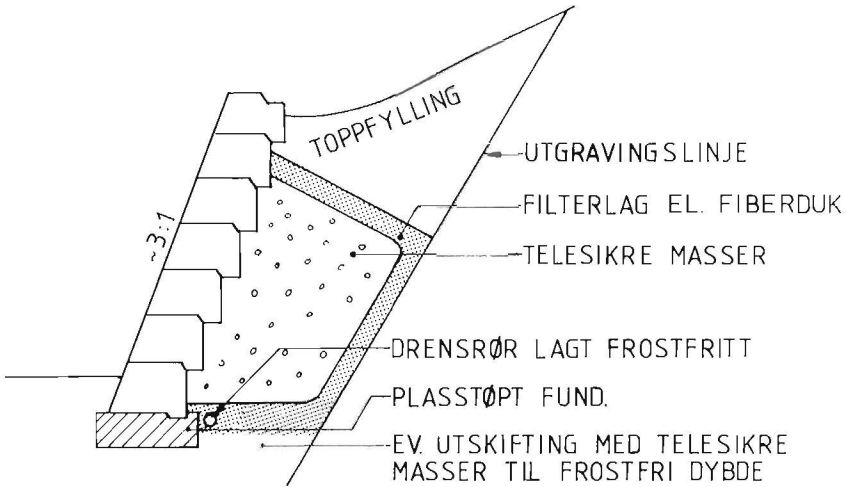


Fig. 030.2 Gravitasjonsmur av Trønderblokker

Man må alltid passe på at de masser som skal støttes, ikke kommer i bevegelse under arbeidet. Muren må ikke legges mer enn 3 skift før man etterfyller og komprimerer bak muren.

Flere produsenter leverer også spesielle toppblokker med hull for gjerdestolper. På markedet finnes også en mindre utgave som kalles minitrønderblokk. Denne er beregnet for murer med høyde inntil ca. 2 m. Blokkene veier ca. 40 kg/stk. Det leveres også betongelementer som tilsvarer Trønderblokken, men har skrå innside som følger fallet på frontveggen.

SF støtteblokker

Dette er prefabrikerte blokker med vekt mellom 25-225 kg/stk. Maksimum murhøyde for de tyngste blokkene tilsvarer det som er nevnt for Trønderblokker.

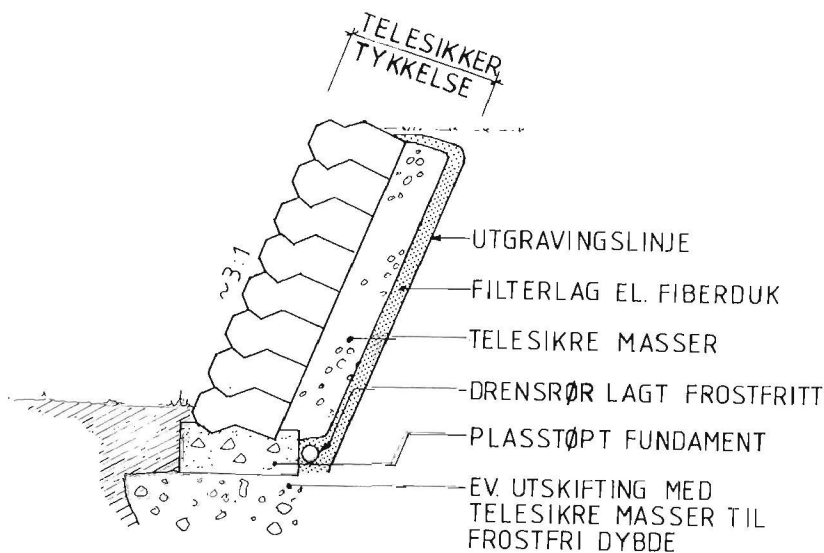


Fig. 030.3 Gravitasjonsmur av SF blokker

Elverumsblokker

Normalblokkene er 1,0 m lange, dvs. noe lengre enn de vanlige blokkene, og veier fra ca. 120 til 250 kg/stk. Spesielle tilpasning- og avslutningselementer blir også levert. Skiftehøyde ca. 0,24 m og største dybde 0,3 til 0,5 m. Med de letteste elementer bør ikke murhøyden overstige 2,0 m. Med de tyngste elementer kan murhøyden økes som for Trønderblokker.

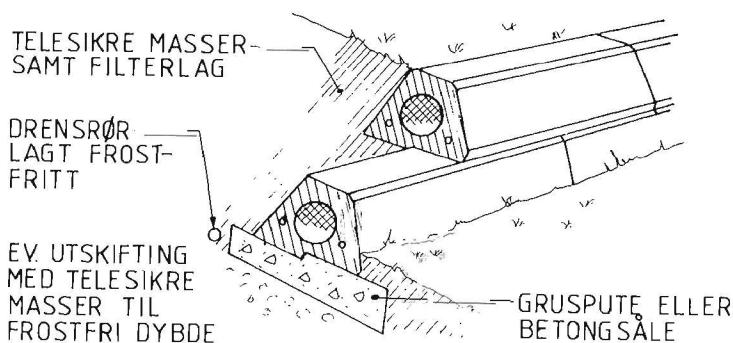


Fig. 030.4 Gravitasjonsmur av Elverumsblokker

Forskalingsblokker

Disse lokkene gir i prinsippet en forskalingsfri overflate og utstøpes med betong. Blokk lengden er vanligvis 0,60 m, høyden 0,20 m og tykkelsen fra 0,2 til 0,3 m. Resultatet blir følgelig en betongmur som må armeres. Dimensjonering og utførelse blir tilsvarende til plaststøpte betongmurer.

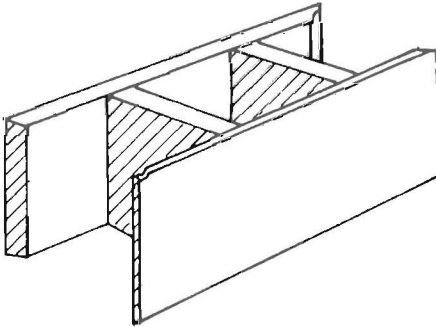


Fig. 030.5 Forskalingsblokk

New Jersey profil

New Jersey elementer er massive betongelementer som egentlig er beregnet til å sette i midtdelen på vei, men disse kan også benyttes til å ta opp midre nivåforskjeller. Elementtypene er normert i kapittel 141.

Elementene veier ca. 1000 eller ca. 2000 kg avhengig av om lengden er 1,0 eller 2,0 m. Høyden er ca. 0,8 m.

Andre typer blokker

Det finnes også andre typer av betongblokker som egner seg for små støttemurer. Her kan nevnes knekkheller, splittstein, lett klinkerblokk osv.

Bruk av slike prefabrikerte blokker må vurderes for hvert enkelt tilfelle med hensyn til stabilitet, kostnader og leveringsmuligheter.

030.2.3 Andre typer prefabrikerte gravitasjonsmurer

Bingemurer (Crib walls)

Ribbeelementene er prefabrikerte betongelementer som bygges (laftes) sammen til kasser som fylles med grus eller steinmasser. Monteres med kran.

Erfaringer ved bruk av slike murer er gode. Muren kan monteres i seksjoner ved skjæring i terreng der full utgraving kan medføre ustabilitet. Muren regnes som en gravitasjonsmur.

Det er mulig at kravene til telesikre og drenerende masser for tilbakefylling kan være lempeligere enn for andre støttemurtyper. Imidlertid vet en enda lite om dette.

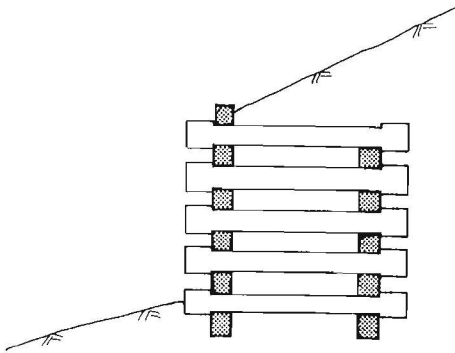


Fig. 030.6 *Bingemur av betongelementer*

Bingemurer kan også utføres i stål. Stålprofiler skrues sammen til kasser og fylles deretter med masser som er telesikre og drenerende.

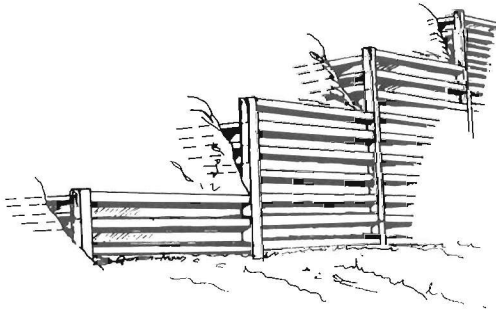


Fig. 030.7 Bingemur av stål

030.2.4 Steinmurer

Mur av store steinblokker kan utføres på forskjellige måter:

Røysmur

Røysmur utføres av store stein uten kiling. Slike murer benyttes vanligvis for oppstramming av skråninger. Det må sørges for godt forband i muren. Steinkledningen blir ofte kombinert med en fotmur. Oppstramming av skråninger til 1:1 kan oppnås med en ordnet steinfylling, og arbeidet kan utføres med maskiner. Steilere skråninger innebærer større arbeidsinnsats og blir dyrere. Maks. steilhet ca. 2:1.

Tørrmur

Tørrmur mures av kilet, bearbeidet stein uten anvendelse av mørtel. Den må utføres av god og velegnet stein som legges i forband, med vekslende løpere og bindere og med et overdrag over støtefuger av minst 150 til 200 mm. På løsmasser må muren fundamenteres til frostfri dybde. Det finnes få fagarbeidere som kan utføre et slikt arbeid. Det henvises forøvrig til "Tørrmur i vegbygginga", en publikasjon utarbeidet av Hordaland vegkontor, 1981.

Mørtelmur

Mørtelmur utføres av stein som legges i sementmørtel. Steinen må ha jevne overflater. Det må sørges for drenerasje.

030.2.5 Steinkurver

Steinkurver (gabioner) er nettingkasser med rektangulær form. Stålnettingen er galvanisert eller belagt med plast, f.eks. PVC. De mest vanlige størrelser er 2x1x1 m, 3x1x1 m, 4x1x1 m og 2x1x0,5 m

Steinfillingen i kurvene kan være av forskjellige kvaliteter. De peneste murene oppnår man ved å bruke morenestein (kulestein). Ved bruk av sprengstein bør steinene ordnes for hånd, slik at man oppnår en pen front. For å få en pen mur må kurvene avstives slik at sidene ikke buler ut ved fylling.

Steinkurvene trenger ingen spesiell fundamentering, men settes vanligvis på fiberduk. Murene kan bygges på forskjellige måter. Dette har dels med skråningen og dels med utseendet å gjøre. I fig. 030.8 er vist eksempler på utførelse av steinkurvemurer.

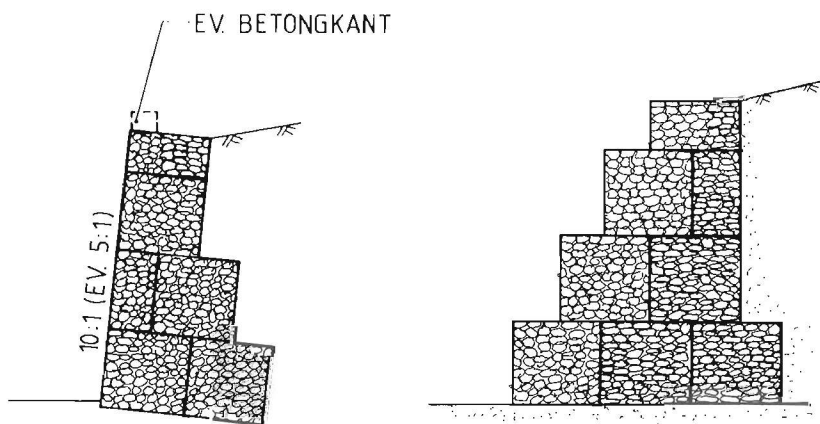


Fig. 030.8 Steinkurvemurer

030.2.6 Armert jord

Murer med armert jord er en relativt ny måte å bygge støttmurer på i Norge. I prinsippet stables prefabrikerte betongelementer oppå hverandre som en forblending og forbindes med galvaniserte flattstål, glassfiberbånd e.l.l. som armerer jordmassene bak muren. Elementene kan være paneler av betong eller stål og kan være rektangulære, sekskantede eller ha en annen form. Etter hvert skift og

etter at armeringen er lagt på plass, tilbakefylles og komprimeres det bak muren med selvdrenerende T1 masser.

Det kan trenge en kran og annet maskinelt utstyr for å montere de prefabrikerte elementene.

Toppelementene kan lages med hull for gjerdestolper, og hjørner kan utføres med spesielle elementer.

Fordelen med denne type støttemurer er spesielt at systemet også kan benyttes og være økonomisk fordelaktig for høye murer (over ca. 5 m). Elementene kan formes arkitektonisk med varierende overflatestruktur.

Murtypen skal i hvert enkelt tilfelle være gjenstand for spesiell godkjenning av Veglaboratoriet. Som grunnlag for dimensjonering skal benyttes rapport nr. 2 "Krav og retningslinjer for prosjektering og utførelse av støttemurskonstruksjoner i armert jord", Utvalg for armert jord juni 1988.

030.3 VINKELSTØTTEMURER

Vinkelstøttemur er en armert betongkonstruksjon som består av en forholdsvis slank betongvegg støpt i ett med en bred betongsåle. Tilbakefylte masser over sålen og murens egenvekt motvirker velting. Vegg og såle må dimensjoneres for de krefter de blir utsatt for.

I underkapittel 032 og 033 er slike murer normert.

030.3.1 Plass-støpte støttemurer

Plass-støpte støttemurer er mest anvendte når murens høyde er stor (ca. 2-5 m). Fundamenteres støttemuren på fjell, brukes fjellbolter for å øke stabiliteten. Slike gyste bolter kan redusere fundamentstørrelsen. Korrosjonsbeskyttelse av fjellbolter kan være nødvendig.

Grunnundersøkelser og profilering er som oftest påkrevd og vil lette planlegging og utførelse av plass-støpte murer og samtidig minske de totale omkostninger. Frontveggen bygges med helning bakover, oftest 20:1 eller 10:1.

I underkapittel 032 er slike typer støttemurer normert. Det finnes på markedet plastbelagte plater til å sette i forskalingen. En kan dermed oppnå forskjellige overflatestrukturer.

Om ønskes i spesielle tilfelle, kan de normerte murer med enkle tilpasninger forsynes med forblending f.eks. av naturstein, tegl o.l.

030.3.2 Prefabrikerte støttemurer

Krav til fundamentering, tilbakefylling og drenasje for disse murene er som for de plass-støpte.

Vinkelstøttemurer

Vinkelstøttemurer lages også som prefabrikerte betongelementer. Det finnes forskjellige utgaver på markedet.

Vinkelstøttemurer med tå blir vanligvis vanskelige å transportere og montere når murhøyden overskrider 3-4 m. Vanlig seksjonslengde er 1-2 m. Montering av elementene krever kran. Elementene kan leveres med utsparinger for rekkverk og med skrå overgangselementer. Overflaten kan være glatt eller frilagt, og andre typer overflater kan også benyttes.

I underkapittel 033 er slike typer støttemurer normert.

Plateelement med såle

Dette er prefabrikerte veggelementer som sammenstøpes momentstivt med plass-støpt såle eller prefabrikerte sålelementer. De monteres med kran og må avstives til sålen er utstøpt og herdnet. Slike elementer er lettere å transportere enn vinkelstøttemurer.

0304: STØTTEMURER MED FORANKRING

Spunt er et alternativ som permanent støttemur, både som støtte for veifylling og i skjæring. Ofte må murer med spunt forankres med strekkstag til fjell eller jord. Muren må frostisolereres hvis det ikke er T1 drenerende masser til tilfrelig avstand bak frontvegg.

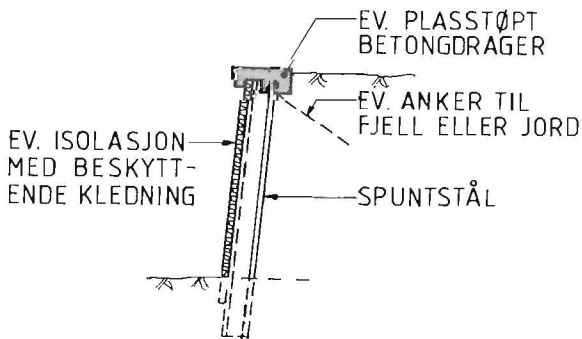


Fig. 030.9 Spuntvegg

Ytterkanten av spuntveggen kan sandblåses og males. På toppen kan støpes en drager med hull for rekkverkstønder. Valg av spunttype avhenger av murens høyde og belastning.

Bygging av spuntvegger krever maskinelt utstyr. Dimensjonering må skje på grunnlag av grunnundersøkelser og i samråd med geoteknisk sakkyndige. For permanente konstruksjoner må korrosjon vurderes (korrosjonsbeskyttelse, overdimensjonering, overvåkning).

030.5 SKUMPLAST SOM ERSTATNING FOR STØTTEMURER

I den senere tid er ekspandert polystyren i tillegg til å bli benyttet som superlett fylling i vegger også blitt benyttet som erstatning for støttemurer. Utførelsen eigner seg best hvor grunnforholdene er dårlige og hvor en konvensjonell mur må fundamenteres på f.eks. peler eller pilarer. Det er viktig at muren dreneres omhyggelig slik at den ikke flyter opp ved øket vannivå i området.

Vanligvis utføres murene med blokker på ca. 1,0x2,5x0,5 m som mures i forbandt. Nær topp legges en armert betongplate som fundament for vegtrauet. Det dekkes med f.eks. min. 0,5 m grus bl.a. for å skaffe et tilstrekkelig varmereservoar for å unngå ising av vegbanen. For murer over 3-4 m kan det være aktuelt å legge en betongplate også på et lavere plan i fyllingen. Front mur beskyttes vanligvis med en vannbasert epoxymaling samt en forblending. Denne kan være av f.eks. stålplater eller prefabrikerte betongplater. Det er viktig å være oppmerksom på at forblendingen også skal beskytte platene mot brann. Skumplasten bør være tilsatt stoffer som gjør den brannsikker.

030.6 FUNDAMENTERINGSLØSNINGER

I underkapittel 031 blir forskjellige fundamenterings- og tilbakefyllingsløsninger behandlet. Disse løsninger er beskrevet med spesiell tilknytning til vinkelstøttemurer i betong. De samme løsninger vil imidlertid også være aktuelle for flere av de andre murtyper beskrevet i kapittel 030. Ved valg av murtyper er det viktig også å vurdere mulige alternative løsninger for fundamentering og tilbakefylling da dette kan ha stor økonomisk betydning.

031. Generelle krav til utførelse av støttemurer av betong

031.1 INNLEDNING

I kapittel 030 er det gitt en generell orientering om aktuelle støttemurtyper. I dette kapittel er det gitt generelle krav til utførelse. Disse krav skal legges til grunn for utførelse av plass-støpte og prefabrikerte støttemurer normert i kapittel 032 og 033. For andre typer støttemurer anbefales at kravene legges til grunn i så stor utstrekning som mulig.

Beregningsgrunnlaget som er benyttet er utarbeidet av Veglaboratoriet og er gyldig for støttemurer med høyde opp til ca. 5 m, regnet fra uk støttemurssåle til ok terrengnivå/vei.

031.2 BEREGNINGSGRUNNLAG, DIMENSJONERING

Beregningsgrunnlaget dekker bare støttemurens lokalstabilitet (grunntrykk, glidning og eventuelt velting). Det understrekes at topografi og belastninger som følge av bygging av en støttemur kan gi forverret områdestabilitet og dette må vurderes i hvert enkelt tilfelle.

Prosjektering etter denne normal skal ledes av ingeniør med nødvendige faglige kvalifikasjoner.

For valg av lastkoeffisienter henvises til "Lastforskrifter for bruer og ferjekai".

031.3 MATERIALER, UTFØRELSE OG KONTROLL

MATERIALER

Generelt skal kravene gitt i Prosesskode -2 "Standard arbeidsbeskrivelse for vegarbeidsdrift", 2. utgave Prosess 84 være gjeldende.

Plass-støpte murer:

Betong C35 (For miljøklasse NA)

Betong C45 (For miljøklasse MA)

Kontrollklasse: - For miljøklasse MA, utvidet kontroll
- For miljøklasse NA, normal kontroll

Prefabrikerte murer:

Betong C55

- Kontrollklasse: - Utvidet kontroll
Fabrikkene godkjent i klasse D av Kontrollrådet for betongprodukter.
- Armering: - K 400 TS eller K 500 TS iflg. NS 3570
- Dersom K 500 TS benyttes skal dette ikke medføre noen reduksjon i de armeringsmengder som er angitt i denne normal.
- Overdekning (avstand fra betongoverflaten til nærmeste armeringsstang) skal være 40 mm.
- Miljøklasse: - Støttemurer kan befinne seg i både miljøklasse MA og NA avhengig av det lokale miljø. Forutsetningene for valg av miljøklasser er gitt nedenfor:
- MA: Støttemurer:
- i, over eller nær saltvann
 - i byer, tettsteder og industristrøk der utslipp av skadelige gasser er stort
 - i områder med konsentrert trafikk (ÅDT > 5000)
 - utsatt for saltsprut ved regelmessig salting
 - utsatt for frysing i våt tilstand
- NA: - Støttemurer i typisk innlandsklima uten spesielle påvirkninger
- Konstruksjonsdeler i ferskvann og grunnvann uten fare for frysning.

031.4 NYTTTELASTER

Nyttelasten regnes ekvivalent med en jevnt fordelt nyttelast p .

Det skilles mellom følgende to tilfelle:

I) Nyttelast på bakfyllmasse uten veitrafikklast

$$p = 5 \text{ kN/m}^2 \quad (p \cdot \gamma_f = 5 \cdot \gamma_f \text{ kN/m}^2)$$

II) Nyttelast på bakfyllmasse med veitrafikklast

$$p = 20 \text{ kN/m}^2 \quad (p \cdot \gamma_f = 20 \cdot \gamma_f \text{ kN/m}^2)$$

γ_f er i henhold til "Lastforskrifter for bruere og ferjekaier".

031.5 MASSER BAK, FORAN OG UNDER MUR, GENERELT.

Som fyllmasser skal benyttes drenerende, ikke tølefarlige materialer av sand, grus eller sprengstein.

Foreligger det ikke nærmere undersøkelser kan materialkonstantene i fig. 031.1 benyttes.

Plassering		Materiale		Tyngde- t�tthet γ kN/m ³	Karakteristisk indre friksjonsvinkel		Attrak- sjon ^a kN/m ²
					φ	tg φ	
Bak og foran støttemur	Tilførte, kompr. masser	Sprengstein*		19	42	0,90	0
		Grus		19	38	0,78	0
		Sand		18	36	0,73	0
	Naturlige, ikke komprimerte masser	Grus		19	35	0,70	0
		Sand		17	33	0,65	0
		Silt		18	31	0,60	0
		Leire og leirig silt	Fast**	19	26	0,49	0
			Bløt**	19	20	0,36	0
Under støttemur-såle	Tilførte, kompr. masser	Sprengstein***		19	42 (45)	0,90 (1,0)	10
		Grus ****		19	38 (40)	0,78 (0,84)	10
		Sand		18	36	0,73	10
	Naturlige, ikke komprimerte masser	Grus	Fast	19	38	0,78	10
			L�s	18	36	0,73	5
		Sand	Fast	18	36	0,73	10
			L�s	17	33	0,65	5
		Silt	Fast	19	33	0,65	10
			L�s	18	31	0,60	5
		Leire og leirig silt	Fast**	19	26	0,49	5
			Bløt**	19	20	0,36	0

* Sprengstein. Gjelder også maskinkult

** Leire (eller leirig silt), styrkeparameterne må bestemmes på uforstyrrende prøver

*** For sprengstein av god kvalitet brukt under støttemuren kan verdier i () benyttes

**** For grus av god kvalitet brukt under støttemuren kan verdien i () benyttes

Fig. 031.1 Veiledende verdier for materialkonstanter for masser bak og foran støttemur ( verste del av tabellen) samt masser under støttemur-såle (nederste del av tabellen)

031.6 STØTTEMUR PÅ LØSMASSE:ER

Dersom undergrunnen består av ikke telefarlige masser, skal fundamentflaten avrettes og komprimeres. I steinet grunn kan det bli nødvendig å legge et avrettinglag med ca. 0,2 m velgradert grus som komprimeres.

Dersom undergrunnen består av telefarlige masser, skal det skiftes ut med ikke telefarlige masser ned til frostfri dybde som vist i fig. 031.2. Den frostfri dybde h_{100} kan finnes i vegnormalene - håndbok - 018 Vegbygging, kap. 2 fig. 24. Eksisterende masser skiftes ut med sprengstein eller grus. På bløt og/eller sensitiv undergrunn legges fiberduk teller minst 0,3 m grus/sand før ev. sprengstein. Innen frostsonen kan bare T1-masser benyttes.

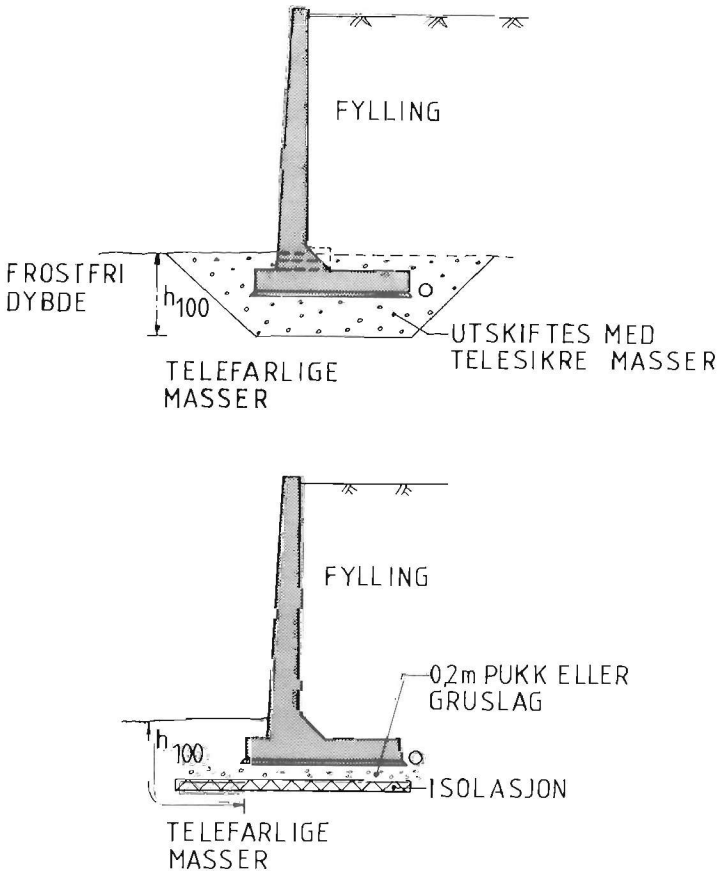


Fig. 031.2 Støttemur på telefarlig undergrunn

Alternativt kan telesikring utføres med isolasjonsplater som vist i fig. 031.2. Dimensjoneringsregler er beskrevet i NTNf-utvalg for frost i jord: "Sikring mot teleskader", Oslo 1976. Som isolasjon benyttes 50 eller 100 mm polystyrenplater med garantert trykkstyrke ved 5% sammentrykning 0,3 N/mm². Mellom ok isolasjonsplater og uk såle legges et ca. 200 mm tykt løsmasselag av grus eller pukk.

031.7 STØTTEMUR PÅ FJELL

For murer på fjell skal fjellbolter benyttes. Fig. 032.7 og 032.8 viser plassering og forankring av fjellbolter. I bakkant såle føres boltene opp til såle og bøyes inn for nødvendig forankring.

Forankringslengden i fjell er betinget av at boltene gyses fast i fast fjell. Med fast fjell menes meget godt fjell av fjellsortene granitt, kalkstein, gabbro og kvartsnitt med spredte horisontale og vertikale sprekke-dannelser, i tillegg må hovedsprekkestreningen være horisontal. I dårligere fjell eller i andre fjellsorter må forankringslengden økes. Forankringslengden regnes da iflg. Statens Vegvesens veiledning "Fjellbolter. Prosjektering og utførelse ved fundamentering av støttemur og landkar på fjell", datert oktober 1987.

Fjellflaten under støttemursålen skal være rensket for subbus og annet løst materiale.

Hvor forankring i fjell anses som tvilsom, vil en løsning være å fundamenteresålen på f.eks. en 0,4 m grus eller kultpute over fjell samt å dimensjonere muren som en mur på løsmasser.

031.8 MAGEBETONG

Ved fundamentering på løsmasse settes sålen på et min. 50 mm tykt lag betong C25 som avrettes nøyaktig.

På steinfylling legges om nødvendig et avrettingslag under denne betongen.

031.9 SETNINGER

Det må utføres nødvendige grunnundersøkelser som kan godtgjøre at byggingen av støttemur ikke medfører skade på støttemuren eller nærliggende bygg eller anlegg.

031.1P OPPBYGGING AV FYLLING BAK STØTTEMUR

Fyllingen bak en støttemur for veg i skjæring bygges opp som vist i fig. 031.3.

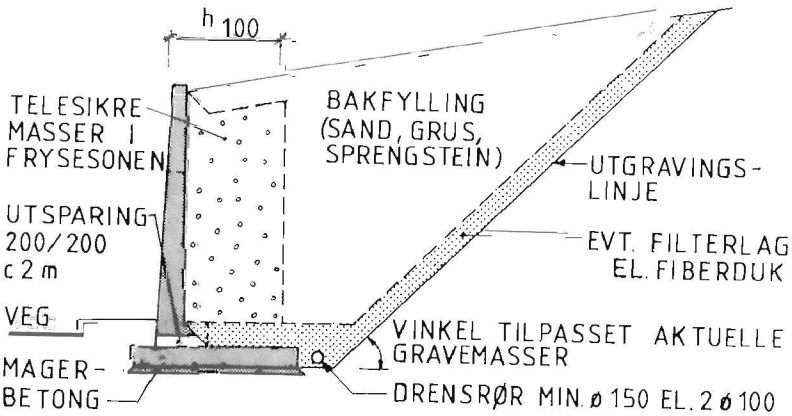


Fig. 031.3 Oppbygging av fylling bak en støttemur ved veg i skjæring

Oppbygging av fylling bak en mur som støtter en veg er vist i fig. 031.4.

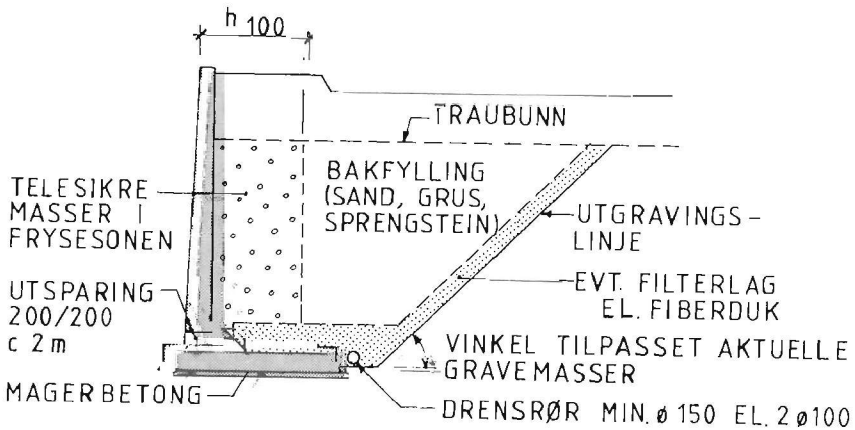


Fig. 031.4 Oppbygging av fylling bak mur som støtter veg

Som fyllmasse kan sand, grus eller stein benyttes. Sprengstein med steinstørrelse over 0,3 m må ikke benyttes i massene nærmere enn 0,3 m fra betongkonstruksjonen.

Den delen av fyllmassen bak støttemuren som kan fryse, skal bygges opp av ikke telefarlige materialer. Fyllmassene skal være selvdrenerende, f.eks. må sprengstein med mye subbus unngås. Det benyttes materialer som ikke er ensgraderte ($C_u \geq 5$). Fyllmassen legges lagvis og komprimeres i samsvar med anbefalingene gitt i pkt. 031.12.

Fyllmasser som ikke tilfredsstillter filterkriteriene mot bakenforliggende grunn, skal skilles fra basismassene med et filterlag som tilfredsstillter filterkriteriene til begge sider.

Alternativt kan filterlaget erstattes med fiberduk. Ved bruk skal det velges type og utførelse i samsvar med den bruksklassifisering som gjelder i Vegvesenet til enhver tid.

Det kan være aktuelt å benytte telefarlige masser i stedet for ikke telefarlige masser bak muren vist i fig. 031.3 og 031.4. De telefarlige massene må i så tilfelle være selvdrenerende og det må anordnes en frostsikring bak mur kombinert med et drenerende sjikt, f.eks. som vist i fig. 031.5.

Isolasjonen kan være f.eks. plater av ekspandert polystyren og drenssettet 50 mm hard mineralull, Platonplater el.l. Isolasjonen må ha en kvalitet (styrke, diffusjonsbestandighet) som samsvarer med Vegvesenets krav til enhver tid.

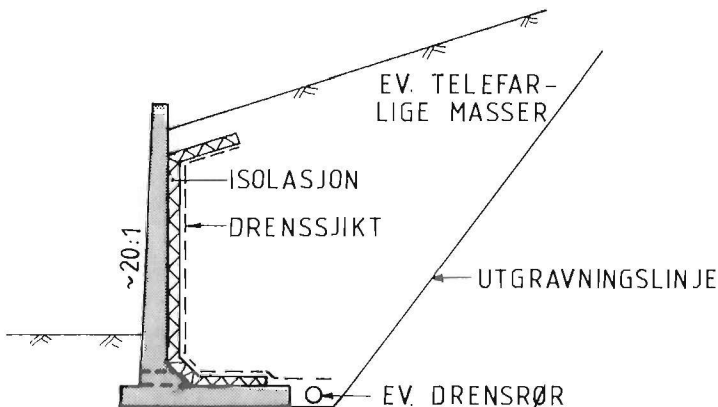


Fig. 031.5 Isolasjon bak mur
Se pkt. 031.6 for isolasjon under mur

Ved mur for støtte av veg (fig. 031.4) etableres traubunn på topp av fylling som ved oppbygging av vegoverbygning. På steinfylling legges om nødvendig først et avrettingslag.

031.11 DRENERING

Det skal legges sammenhengende drenerør langs sålens bakkant. Rørene skal ligge frostfritt og gis frostfritt avløp til overvannsledning i veg, gate eller til åpne grøfter. Det henvises forøvrig til figurene 031.3, 031.4 og 031.5.

Det benyttes betongrør eller plastrør med diameter min. 150 mm eller 2 ø 100 mm. Drensledningene utføres og omfylles i samsvar med Vegnormalene - håndbok - 018, Vegbygging, kap. 5.C 3.a-e.

I tillegg til langsgående drenering settes utsparinger 200/200 med maks. senteravstand 2 m langs foten av muren som vist på fig. 031.6.

Med hensyn til krav om fyllmassenes selvdrenerende evne henvises det til pkt. 031.10.

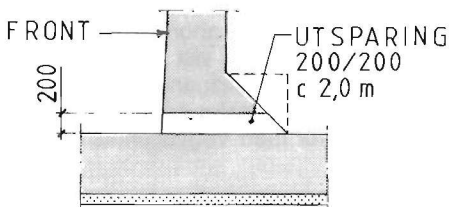


Fig. 031.6 Utsparinger i muren for drenasje

031.12 KOMPRIMERING

031.12.1 Masser under støttemuren

Telefarlige masser i frostsone under støttemurer erstattes med sprengstein eller grus som legges ut lagvis og komprimeres. For grus benyttes vibroplate av tyngde ca. 200 til 500 kg eller vibrerende valse av tyngde 1,5 til 6 tonn. For sprengstein skal største steinstørrelse ikke overskride 2/3 av lagtykkelsen. Komprimeringen utføres med vibrerende valse på 3 til 8 tonn.

Grus legges ut ved optimalt vanninnhold i lagtykkelser på 0,5 til 1,0 m. Er det mye subbus eller annet finstoff, spyles massen mens en tipper og planerer.

Ved vinterstid foretas ikke vanning. Ved masseutskifting i grunn av leire og/eller silt må vanning foretas med forsiktighet slik at byggegrunnen ikke blir ødelagt.

For komprimering kreves for grus 98 til 100% av Standard Proctor. For steinfylling, komprimering som angitt i fig. 031.7.

Vekt av etterslepende valse, tonn	Lagtykkelse m	Minste antall passeringer
3	0,5	10
5	0,5	6
8	1,0	6
8	0,5	4

Fig. 031.7 Komprimering av steinfylling under støttemur

031.12.2 Masser bak støttemuren

Bakfyllmasser og eventuelt filterlag legges ut lagvis. Grus og sand komprimeres med vibroplate med totalvekt inntil 300 kg. Sprengt stein komprimeres med vibrovals med totalvekt inntil 1,5 tonn.

Det må ikke benyttes tyngre utstyr enn angitt fordi muren da vil kunne bli påført større belastninger enn det den er dimensjonert for. Eventuelt kan benyttes tyngre utstyr (1,5 til 6 tonn) dersom vibratoren slås av innen en avstand lik murhøyden (eller maks. 7 m) regnet fra bakkant mur. I en avstand 1 m regnet fra bakkant mur utføres komprimering bare med vibroplate.

Anbefalt lagtykkelse og minstekrav til komprimering er gitt i fig. 031.8. Det bør overveies om steinfylling skal vannes under utlegging.

Bakfyll	Lagtykkelse mm	Standard Proctor
Sand	150 - 250	94 %
Grus	150 - 250	94 %
Sprengstein	300 - 500	Min. 5 overfarer med utstyr som angitt

Fig. 031.8 Anbefalt lagtykkelse og komprimeringskrav

031.13 PLASSERING OG UTFORMING AV FUGER

I plass-støpte støttemurer som er fundamentert på løsmasser skal det anbringes vertikale fuger gjennom vegg og såle for ca. hver 25 m langs støttemuren.

I plass-støpte støttemurer som er fundamentert på fjell skal avstandene mellom de vertikale fugene ikke overstige 12 m. I dette tilfelle er det tilstrekkelig at fugen bare anbringes i vegggen og sålen blir dermed uten fuge.

Vertikale støpeskjøter kan om ønskelig anbringes tettere. Fig. 031.9 viser hvordan den vertikale veggfugen kan utformes.

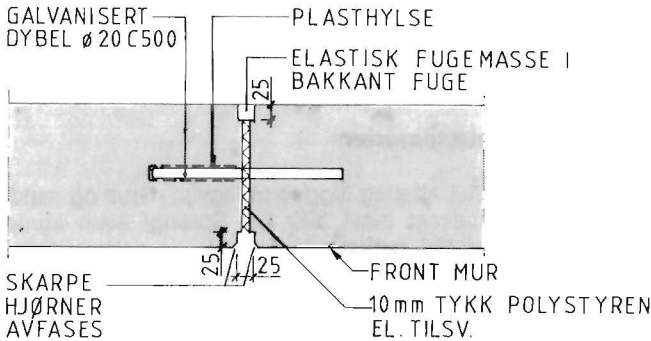


Fig. 031.9 Horisontalt snitt av vertikal fuge

031.14 PLASSERING AV HORISONTALE STØPESKJØTER

De horisontale støpeskjøtene mellom såle og vegg legges som vist på fig. 031.10. For øvrig bør horisontale støpeskjøter i vegger unngås.

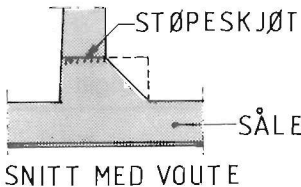


Fig. 031.10 Plassering av horisontal støpeskjøt

031.15 DETALJ AV MURKRONE

Murens fronthelning er 20:1, mens murens flate mot fyllingen er vertikal.

Fig. 031.11 viser detaljutformingen av murkronen. Det understrekes at linjeføringen av murkronen betyr svært meget for murens utseende.

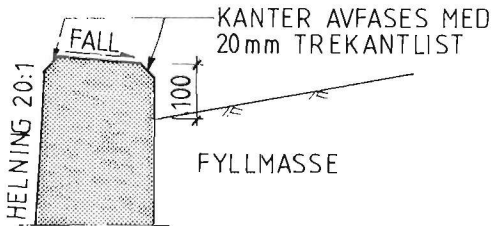


Fig. 031.11 Utforming av murkrone

031.16 PLASSERING AV STOLPER FOR FØRINGSSKINNE, GANGVEGREKK- VERK OG GJERDE

Fig. 031.12 til 031.14 viser plassering av stolpe for føringsskinne, gangrekkverk og gjerde. Her er stolper for føringsskinne og gangrekkverk plassert innenfor muren, mens gjerdestolper plasseres i utsparinger på støttemuren.

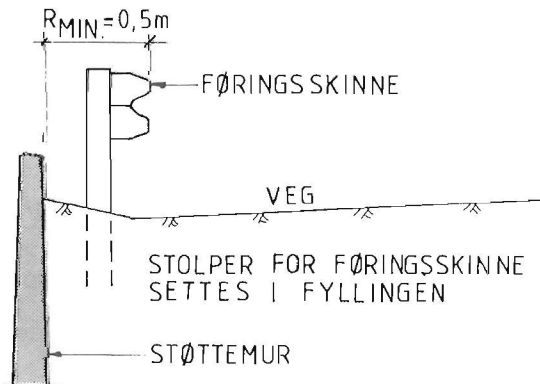


Fig. 031.12 Plassering av vegrekkverk

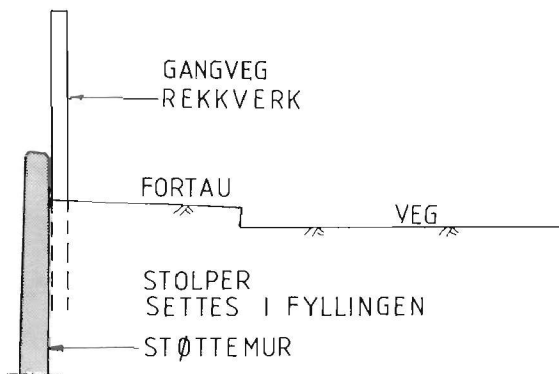


Fig. 031.13 Plassering av stolper for gangvegerekker

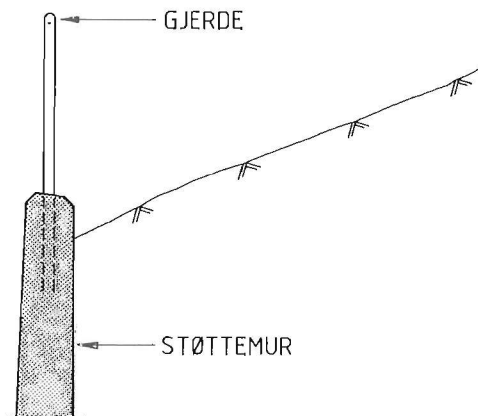


Fig. 031.14 Plassering av stolper for gjerde

Utsparingen for plass-støpte støttemurer skal være 60 x 100 x 200 mens utsparingene for prefabrikerte støttemurer er 100 x 100 x 200.

Dersom det skal plasseres gjerdestolper på topp av de prefabrikerte elementer er det nødvendig med en utvidelse av elementtoppen.

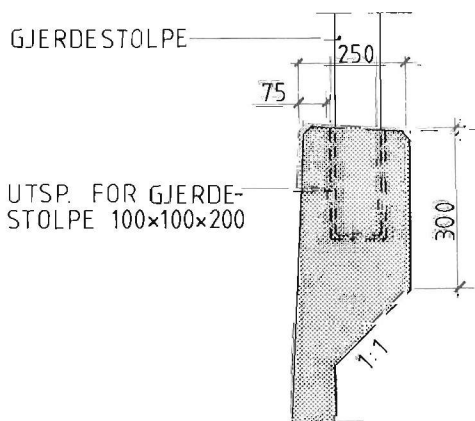


Fig. 031.15 Utforming av elementtopp med utsparing for gjerdestolpe

Utsparingene plasseres min. 200 mm fra fuge mellom elementene.

De utsparingene som ikke blir brukt for montasje av rekkverk, skal fylles med mørtel.

Når prefabrikerte elementer er i bruk er det normalt å anbefale at stolper plasseres i fyllingen bak mur som vist i fig. 031.12 og fig. 031.13.

031.17 ARMERING RUNDT REKKVERKSSTOLPER

Figur 031.16 og 031.17 viser forsterkning av murtoppen når rekkverksstolper skal innstøpes. Løsningen gjelder for gjerdestolper. Som vist i fig. 031.12 og 031.13 settes stolper med føringsskinne og gangvegerekverk i fyllingen bak muren. I tilfelle hvor stolper for føringsskinne og gangvegerekverk må settes mot muren, økes murtykkelsen og utførelse og armering kan være som vist i Bruprosjektering - 14, Brurekkverk. Det armeres da med hårnålsbøylere rundt utsparingen i henhold til Bruprosjektering - 14, Brurekkverk fig. 142.23.

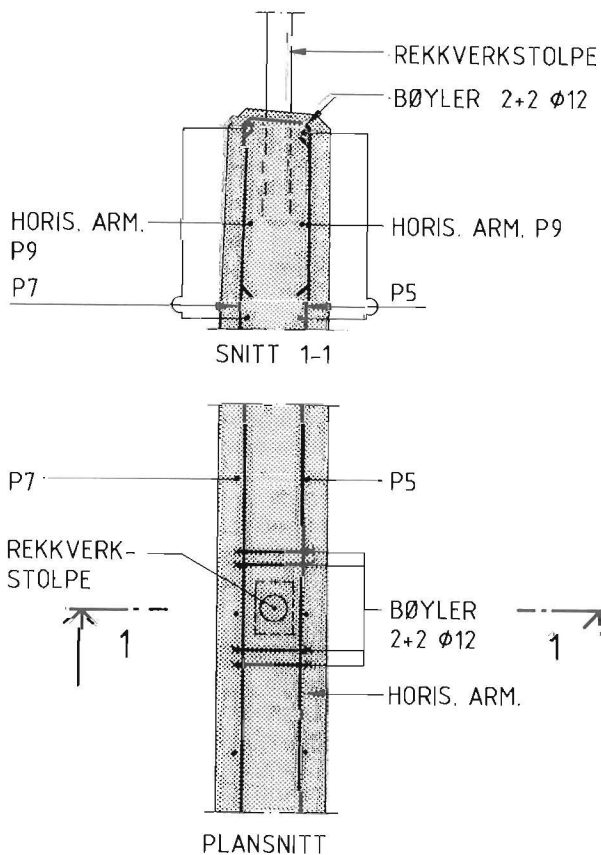


Fig. 031.16 Armering rundt rekkverksstolpe for plass-støpte støttemurer

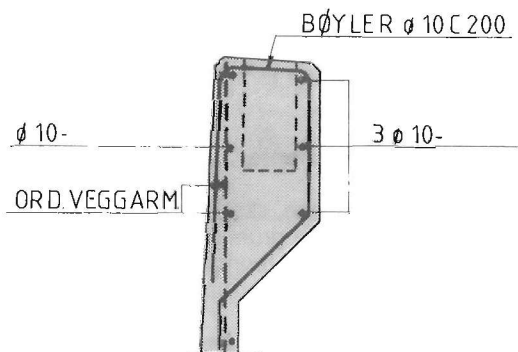


Fig. 031.17 Detalj av ekstra-armering i elementtopp med utsparing for gjerdestolper

031.18 FORSKALING

For betongflater som ikke blir synlige etter tilbakefylling, stilles ingen krav utover reglene i Prosess 84.2. For betongplater som blir synlige bør det benyttes jevntykkede (dimensjonshøvlede) bord. Den ru siden skal stå mot betongen og bordene skal være skarpkantede. For den synlige veggflaten i front mur bør vertikaltstilte bord benyttes.

Sammenbinding med bindtråd eller båndstål tillates ikke. Ved bruk av forskalingsbolter skal disse plasseres nøyaktig i et regulert mønster både i høyde og senteravstand. Dersom de ikke kan fjernes helt etter støp, skal boltene skrues av min. 20 mm innenfor betongflaten. Boltø hullene tettes på murens bakside og eventuelt settes plastplugg i hullene på murens forside.

Dersom det er ønskelig kan selv en mur uten tå forsynes med f.eks. et 100mm såleutspring for støtte av forskaling for frontvegg.

031.19 SPESIELLE KRAV OG LØSNINGER TIL PREFABRIKERTE STØTTEMURSELEMENTER

031.19.1 Produksjon av støttemurselementer

Produsenter av støttemurselementer skal være godkjent i klasse D av Kontrollrådet for betongprodukter. Produksjonstegningene skal forelegges byggherren for godkjenning før produksjonen påbegynnes.

Toleransekrav ± 3 mm på mål og rettvinkelethet samt ± 5 mm på overdekning armering.

Kravet til rettvinkelethet er meget viktig. Spesielt vindskjevhet kan føre til skjemmende sprang i veggfugene, og elementer som ikke tilfredsstillt kravene, bør refuseres.

Betongflatene skal være jevne og uten grader, sprekker, riss eller støpefeil. Det understrekes at kravene også gjelder for muren ferdig montert.

031.19.1 Utbedring av skadede elementer, ansvarsforhold

Elementer som ikke tilfredsstillt kravene, skal vanligvis erstattes med nye. Hvis byggherren, f.eks. av fremdriftsmessige grunner, er tvunget til å akseptere skadede elementer, skal alle omkostninger forbundet med utbedringer og de følger dette måtte ha for den videre arbeidsgang, betales av den ansvarlige for elementleveransen.

Nødvendige utbedringsarbeider skal utføres og bekostes av den ansvarlige for elementleveransen. Arbeidsutførelsen skal forelegges og godkjennes av byggherren på forhånd.

Mindre støpefeil eller avslåtte hjørner o.l. kan ofte pusses igjen med epoxy-mørtel eller vanlig mørtel og et epoxylim strøket på bruddflaten. Reparasjon av skadede partier vil ofte medføre skjemmede struktur- og farveforskjell i betongoverflatene. Det kan derfor være aktuelt å forlange overflatene slemmet.

Montasjen må foretas omhyggelig, og tilpassing på stedet med hugging av betongen tillates ikke.

031.19.3 Spesielle overflateløsninger

For å gjøre støttemurelementene mer attraktive og brukervennlige, kan spesielle overflateløsninger ha sin berettigelse.

Uten forsats, men ved bruk av en steinrik betong og en retarder på formen, kan ytterkant vegg frilegges ved tidlig avforming og vasking. Normalt vil dette kreve en noe større armeringsoverdekning som igjen må kompenseres med øket total veggtykkelse og/eller øket armering.

Alternativt kan strukturbetong benyttes. Overflatene bør ikke utføres så skarpkantet at det innebærer fare for trafikkanten. Bruk av strukturbetong vil i alminnelighet kreve større økning i veggtykkelsen enn frilegging.

Når spesielle overflateløsninger er beskrevet, skal en prøve forelegges byggherren til godkjenning før produksjonen settes igang.

032. Normerte plass-støpte støttemurer

032.0 GENERELT

I dette kapittel presenteres form- og armeringstegninger for normerte plass-støpte støttemurer, med høyde 2,0 - 5,0 m. Beregningsgrunnlag, dimensjonering og krav til materialer, utførelse og kontroll er gitt i kapittel 031. Det er regnet med at grunnvannstanden ikke kan stige høyere enn til underkant såle.

Hoveddimensjoner og hovedarmering er vist på figurer av generell karakter med referanse til dimensjoneringstabeller som gir de aktuelle tallstørrelsene. Detaljer er vist på egne figurer.

I tillegg til kravene gitt i underkapittel 031 er i de følgende punkter gitt noen mer spesielle krav. Dessuten er angitt de forutsetninger de normerte murer er basert på.

032.1 FORUTSATTE MATERIALKOEFFISIENTER γ_m OG MOBILISERINGS-GRADER f FOR LØSMASSER

Følgende materialkoeffisienter og mobiliseringsgrader er benyttet:

Mur i skjæring	$\gamma_m = 1,4$ uten trafikk bak mur
Mur i fylling	$\gamma_m = 1,5$ med trafikk bak mur

Mur på fjell	$f = 0,5$ for $H = 2$ m
	$f = 0,55$ for $H = 3$ m
	$f = 0,6$ for $H \geq 4$ m

Mur på løsmasser	$f = 0,7$ for $H < 4$ m
	$f = 0,8$ for $H \geq 4$ m

Dessuten er f utregnet ifølge normalen $f = \frac{1}{2 - \frac{\tan \beta}{\tan \Phi}}$

og den største verdi av f er benyttet

hvor β = terreng skråning
 Φ = karakteristisk indre friksjonsvinkel

032.2 FUNDAMENTERING OG FYLLMASSER

Som fyllmasser skal benyttes drenerende, ikke telefarlige materialer av sand, grus eller sprengstein, se pkt. 031.5.

For krav til oppbygging av fylling bak støttemuren og komprimering kfr. pkt. 031.10 og 031.12.

Foran mur på løsmasser er antatt horisontalt terreng og oppfyllingshøyde

$$D \geq t_s + 0,2 \text{ m}$$

Grunnvannsnivået er antatt å ligge under uk såle.

032.3 FORMTEGNING OG MÅL AV STØTTEMURER

Fig. 032.1 viser formtegning av de normerte støttemurer. Murtykkelsen t_v , voutedimensjonene t_u , såleykkelsen t_s og oppfyllingshøyden foran mur D , som alle varierer med murhøyden, er gitt i tabell på figuren. De angitte verdier for t_v er teoretisk og $t_u = t_v$. I konkrete tilfelle anbefales verdiene avrundet til nærmeste hele 10 mm.

Sålebredden B finnes i tabeller i fig. 032.3 til fig. 032.6, sålebredden bestemmes ut fra opplysninger om murhøyde, belastning bak mur, helning på terreng bak mur, tåbredde, fyllmasse bak mur og masser under mur.

Tåbredden B_T varierer i trinn på 0,5 m.

Som vist på fig. 032.1 er murfrontens helning satt til 20:1. I noen tilfeller kan det være aktuelt å benytte andre helninger. Mindre justeringer kan foretas ved å justere innerkant vegg tilsvarende, slik at murdimensjonen blir uforandret.

Kfr. fig. 031.11 og 031.15 for detalj av murkrone.

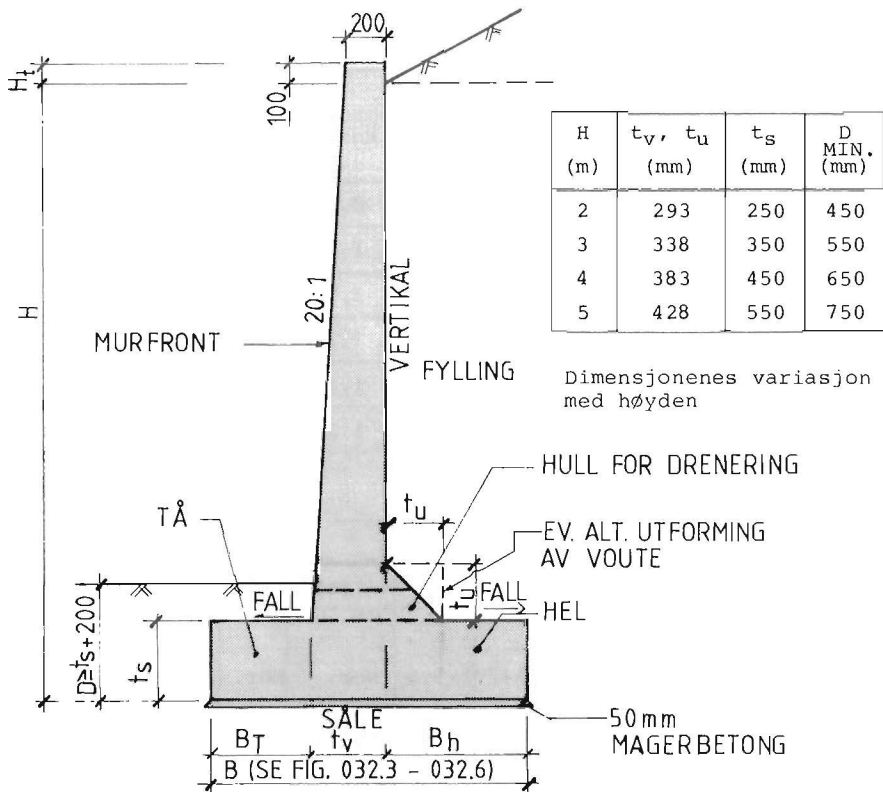


Fig. 032.1 Vertikalsnitt støttemur med angivelse av geometri

Tåbredden B_T , influerer på sålebredden B , og armeringsmengdene, dette forholdet bør man om mulig utnytte til optimalisering under prosjekteringen.

Murhøyde		H = 2,0 m				H = 3,0 m			
Belastning		u/trafikklast			m/traf.	u/trafikklast			m/traf.
Fyllm. bak mur	Helning bak mur	Hor.	1:2	1:1,5	Hor.	Hor.	1:2	1:1,5	Hor.
	Tå- bredde m								
Spreng- stein	0,0	0,7	0,9	1,0	0,9	0,9	1,2	1,8	1,3
	0,5	1,1	1,1	1,1	1,1	1,2	1,2	1,4	1,3
Grus	0,0	0,7	1,0	1,2	1,0	1,0	1,4	1,9	1,4
	0,5	1,1	1,1	1,1	1,1	1,2	1,4	1,6	1,4
Sand	0,0	0,7	1,1	1,4	1,1	1,0	1,5	2,0	1,4
	0,5	1,1	1,1	1,2	1,1	1,2	1,4	1,8	1,5

Murhøyde		H = 4,0 m				H = 5,0 m			
Belastning		u/trafikklast			m/traf.	u/trafikklast			m/traf.
Fyllm. bak mur	Helning bak mur	Hor.	1:2	1:1,5	Hor.	Hor.	1:2	1:1,5	Hor.
	Tå- bredde m								
Spreng- stein	0,0	1,2	1,6	2,1	1,5	1,4	1,9	2,8	1,8
	0,5	1,3	1,6	1,8	1,6	1,5	1,9	2,3	1,8
	1,0	1,8	1,8	1,8	1,8	1,9	2,0	2,2	2,0
Grus	0,0	1,3	1,8	2,3	1,6	1,6	2,2	3,0	1,9
	0,5	1,4	1,8	2,1	1,7	1,6	2,2	2,6	2,0
	1,0	1,8	1,9	2,1	1,9	1,9	2,2	2,6	2,1
	1,5					2,4	2,4	2,7	2,4
Sand	0,0	1,3	1,9	2,5	1,7	1,6	2,4	3,1	2,0
	0,5	1,4	1,9	2,3	1,8	1,7	2,3	2,9	2,1
	1,0	1,8	1,9	2,3	1,9	1,9	2,3	2,8	2,2
	1,5					2,4	2,5	2,9	2,4

Fig. 032.3 Sålebredder B for støttemur på fjell

Murhøyde		H = 2,0 m				H = 3,0 m			
Belastning		u/trafikklast			m/traf.	u/trafikklast			m/traf.
Fyllm. bak mur	Helning bak mur Tå- bredde m	Hor.	1:2	1:1,5	Hor.	Hor.	1:2	1:1,5	Hor.
		Spreng- stein	0,0	0,7	1,0	1,7	1,0	1,0	1,6
0,5	1,0		1,0	1,6	1,1	1,2	1,5	2,4	1,5
1,0						1,7	1,7	2,5	1,7
Grus	0,0	0,8	1,2		1,1	1,1	1,9		1,6
	0,5	1,0	1,2		1,2	1,2	1,7		1,6
	1,0					1,9	1,9		1,9
Sand	0,0	0,8	1,4		1,2	1,2			1,7
	0,5	1,0	1,4		1,3	1,2	2,0		1,7
	1,0					1,9	2,2		1,9

Murhøyde		H = 4,0 m				H = 5,0 m			
Belastning		u/trafikklast			m/traf.	u/trafikklast			m/traf.
Fyllm. bak mur	Helning bak mur Tå- bredde m	Hor.	1:2	1:1,5	Hor.	Hor.	1:2	1:1,5	Hor.
		Spreng- stein	0,0	1,3	2,0		1,8	1,6	
0,5	1,3		1,9	3,4	1,8	1,6	2,4		2,2
1,0	1,9		1,9	3,2	1,9	2,3	2,4		2,3
1,5						2,5	2,5		2,5
Grus	0,0	1,4			2,0	1,8			2,5
	0,5	1,4	2,4		2,0	1,8	3,1		2,4
	1,0	2,1	2,4		2,1	1,9	3,0		2,5
Sand	0,0	1,5			2,1	1,8			2,5
	0,5	1,5			2,1	1,8			2,5
	1,0	2,1			2,2	2,0			2,6

Fig. 032.4 Sålebredder B for støttemur på sprengstein

Murhøyde		H = 2,0 m				H = 3,0 m			
Belastning		u/trafikklast			m/traf.	u/trafikklast			m/traf.
Fyllm. bak mur	Helning bak mur Tå- bredde m	Hor.	1:2	1:1,5	Hor.	Hor.	1:2	1:1,5	Hor.
		Spreng- stein	0,0	0,8	1,2		1,1	1,1	1,8
0,5	1,1		1,1		1,2	1,2	1,7		1,6
1,0						1,8	1,9		1,8
Grus	0,0	0,8	1,5		1,3	1,2			1,8
	0,5	1,0	1,4		1,4	1,2	2,1		1,8
	1,0					1,8	2,3		2,1
Sand	0,0	0,9			1,4	1,3			1,9
	0,5	1,0			1,5	1,3			1,9
	1,0					1,8			2,1

Murhøyde		H = 4,0 m				H = 5,0 m			
Belastning		u/trafikklast			m/traf.	u/trafikklast			m/traf.
Fyllm. bak mur	Helning bak mur Tå- bredde m	Hor.	1:2	1:1,5	Hor.	Hor.	1:2	1:1,5	Hor.
		Spreng- stein	0,0	1,4			2,0	1,8	
0,5	1,4		2,2		2,0	1,8	2,8		2,4
1,0	2,1		2,2		2,1	1,9	2,7		2,5
1,5						2,5	2,9		2,8
Grus	0,0	1,6			2,3	2,0			2,8
	0,5	1,6			2,2	2,0			2,7
	1,0	2,1			2,4	2,1			2,8
Sand	0,0	1,6			2,4	2,1			
	0,5	1,6			2,4	2,0			2,9
	1,0	2,1			2,5	2,1			2,9

Fig. 032.5 Sålebredder B for støttemur på grus

Murhøyde		H = 2,0 m				H = 3,0 m			
Belastning		u/trafikklast			m/traf.	u/trafikklast			m/traf.
Fyllm. bak mur	Helning bak mur	Hor.	1:2	1:1,5	Hor.	Hor.	1:2	1:1,5	Hor.
	Tå- bredde m								
Spreng- stein	0,0	0,8			1,3	1,2			1,8
	0,5	1,3	1,3		1,4	1,2	1,9		1,8
	1,0					2,0	2,1		2,0
Grus	0,0	0,9			1,4	1,4			2,0
	0,5	1,0			1,5	1,3			2,0
	1,0					2,2			2,2
Sand	0,0	0,9			1,5	1,4			2,1
	0,5	1,0			1,6	1,4			2,1
	1,0					2,2			2,4

Murhøyde		H = 4,0 m				H = 5,0 m			
Belastning		u/trafikklast			m/traf.	u/trafikklast			m/traf.
Fyllm. bak mur	Helning bak mur	Hor.	1:2	1:1,5	Hor.	Hor.	1:2	1:1,5	Hor.
	Tå- bredde m								
Spreng- stein	0,0	1,6			2,3	2,0			2,9
	0,5	1,5	2,6		2,2	1,9	3,4		2,8
	1,0	2,3	2,5		2,3	2,0	3,2		2,8
	1,5					2,5	3,3		3,0
Grus	0,0	1,8			2,6	2,3			
	0,5	1,7			2,5	2,2			3,1
	1,0	2,3			2,6	2,2			3,1
Sand	0,0	1,9			2,7	2,4			
	0,5	1,8			2,7	2,3			3,3
	1,0	2,3			2,8	2,3			3,3

Fig. 032.6 Sålebredder B for støttemur på sand

032.4 FJELLBOLTER

Plassering av fjellbolter samt forankringslengde av fjellbolter i sålen er vist i fig. 032.7. Fig. 032.8 viser forankringslengde, diameter og senteravstand mellom fjellboltene for de forskjellige murtypene. Kfr. pkt. 031.7 for forutsetningene for verdier i fig. 032.8.

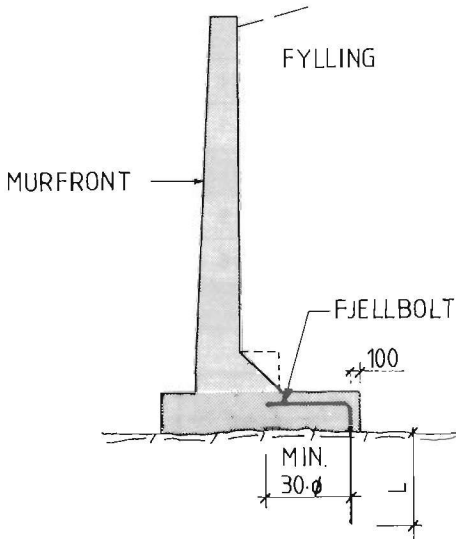


Fig. 032.7 Fjellbolter
Forankringslengden L finnes i fig. 032.8

Murhøyde	2 m				3 m			
Belastning	u/trafikklast			m/traf.	u/trafikklast			m/traf.
Helning bak mur	Hor.	1:2	1:1,5	Hor.	Hor.	1:2	1:1,5	Hor.
c/c bolter	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,0	1,0	1,5
Dia. bolter	Ø 20				Ø 20			
Forankringslengde (m)	2,0				2,0			

Murhøyde	4 m				5 m			
Belastning	u/trafikklast			m/traf.	u/trafikklast			m/traf.
Helning bak mur	Hor.	1:2	1:1,5	Hor.	Hor.	1:2	1:1,5	Hor.
c/c bolter	1,5	1,0	0,7	1,5	1,0	0,7	0,6	1,0
Dia. bolter	Ø 25				Ø 25			
Forankringslengde (m)	2,5				2,5			

Fig. 032.8 Fjellbolldata for de forskjellige murtypene

032.5 ARMERINGSTEGNINGER STØTTEMURER

032.5.1 Tverrarmering i såle, vertikalarmering i vegg

Fig. 032.9 og 032.10 viser generell armeringsføring, posisjonsnummerering, omfarings- og forankringslengder.

Fig. 032.9 viser armeringssystemet for mur med tå, mens fig. 032.10 viser systemet for mur uten tå. Med alternativ utforming av voute, som vist på fig. 032.1, beholdes likevel armeringsføringen som vist i fig. 032.9 og 032.10. Som vist på disse figurer antas støpeskjøten lagt ved overgang voute/vegg. Følgelig regnes omfaringslengdene for P8-P7 og P6-P5 fra ok voute. Dersom støpeskjøten legges ved overgang såle/voute må omfaringslengdene regnes fra ok såle.

I dette kapittelet finnes armeringstegninger med armeringsmengder for henholdsvis støttemur på fjell og støttemur på løsmasser.

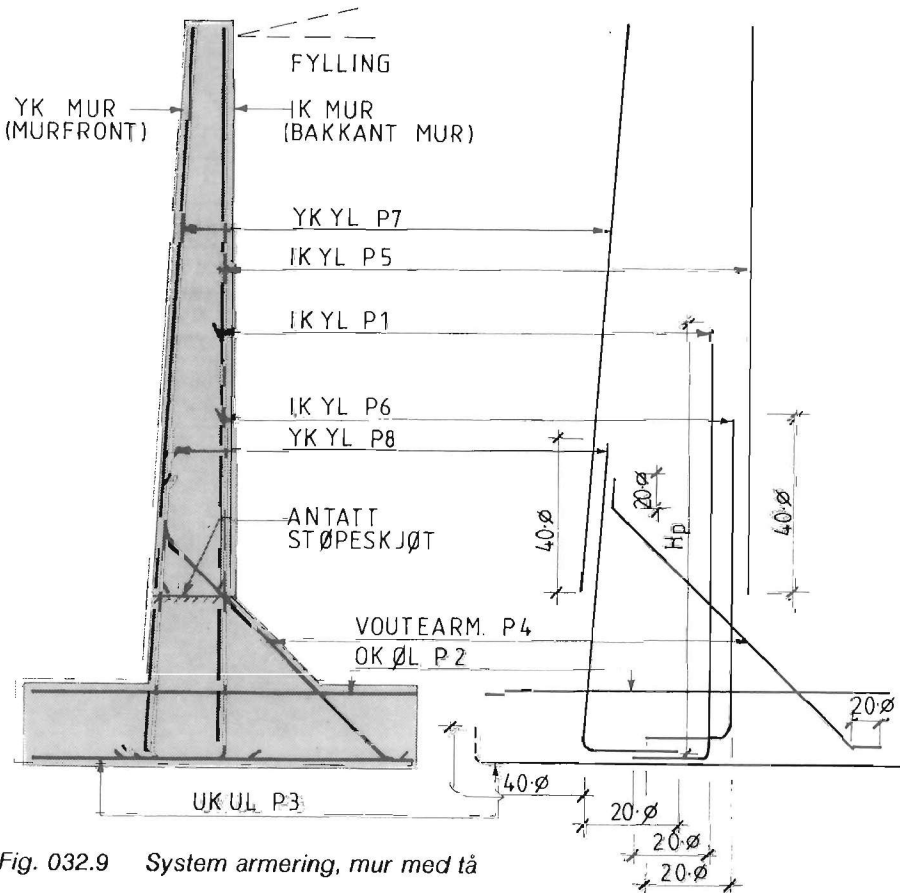


Fig. 032.9 System armering, mur med tå

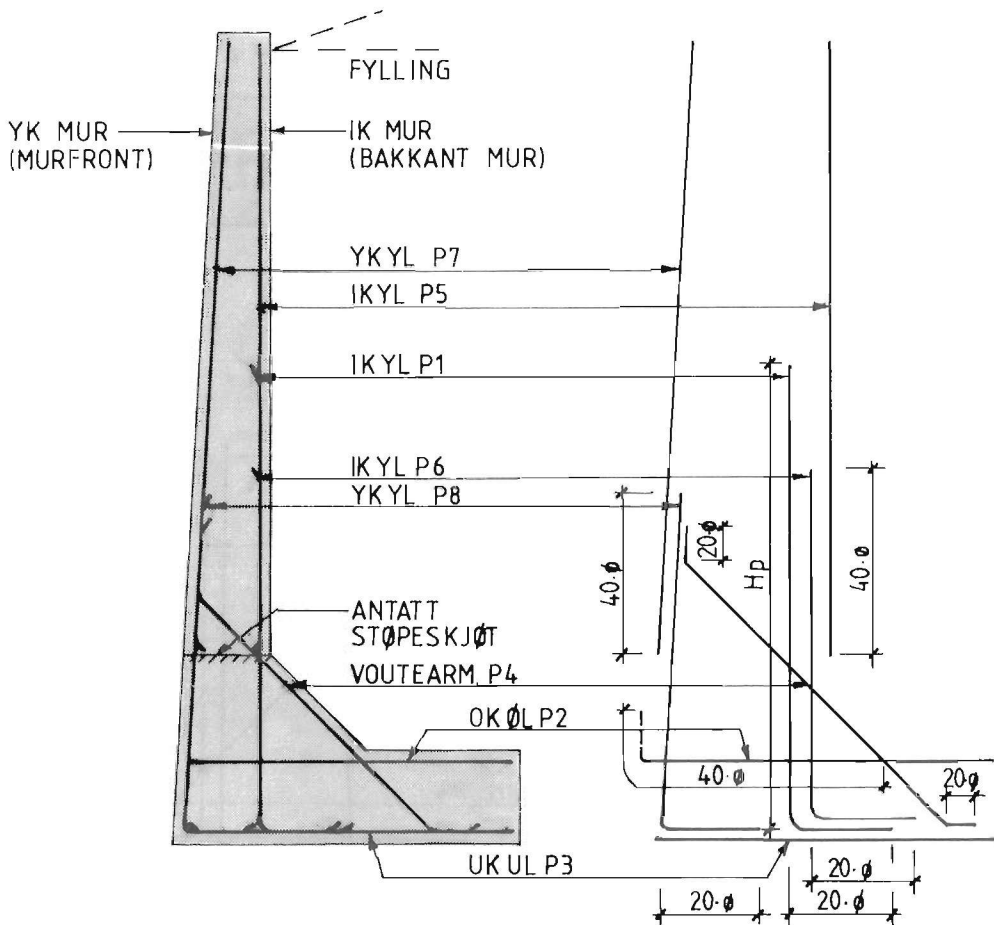


Fig. 032.10 System armering, mur uten tå

Høyden H_p for P1 er vist i fig. 032.11

Murhøyde H i mm	Høyde H_p i mm	
	Horisontalt terreng	Skråning bak mur 1:2 og 1:1,5
2	-	-
3	1,5	2,0
4	2,4	3,0
5	3,0	3,6

Fig. 032.11 Høyde H for P1
Se også fig. 032.9 og 032.10

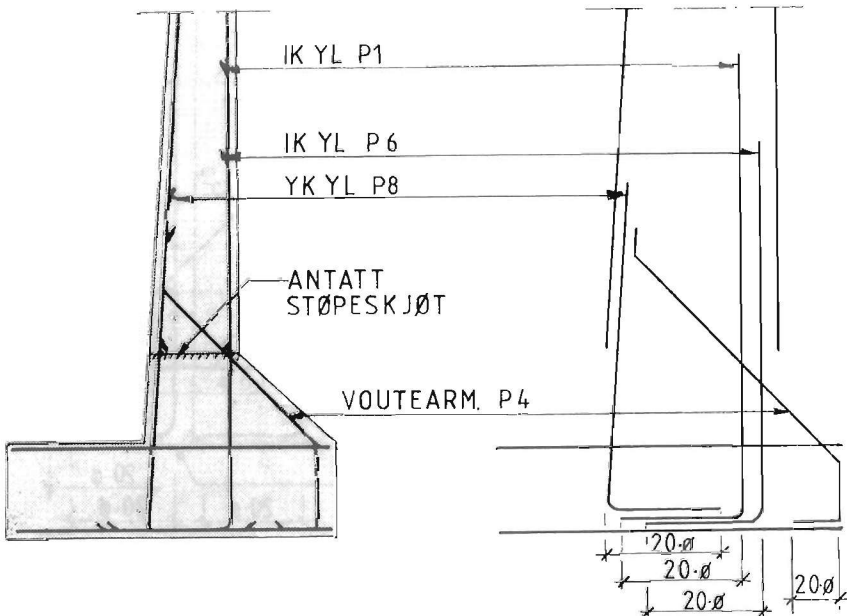


Fig. 032.12 Armeringsføring mur uten hel

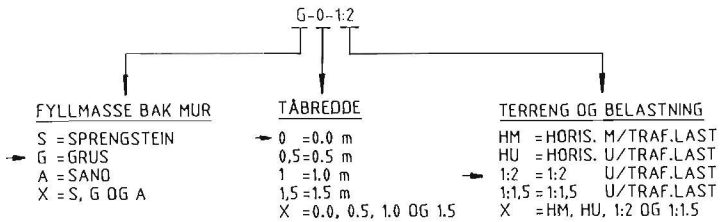
I tilfelle helen sløyfes eller er meget kort kan det være vanskelig å få nødvendig forankring av P1, P4 og P6. Fig. 032.12 viser en mulig armeringsføring i dette tilfelle.

På de etterfølgende sider i fig. 032.13 til fig. 032.28 er det vist armerings-tegninger for alle støttemurtyper på fjell og løsmasser.

Figurene viser armeringsmengder for de forskjellige murtypene. Hver figur har en "minimumsarmering" som utgangspunkt, men i de tilfeller hvor "minimumsarmeringen" ikke er tilstrekkelig er det gitt en kode samt armeringsmengdene for den aktuelle murtypen.

Koden angir fyllmasse bak mur, tåbredde og helning og belastning bak mur.

Eksempel på kode:



For nærmere bruk av figurene henvises det til kapittel 034 som viser et eksempel på dimensjonering av en støttemur.

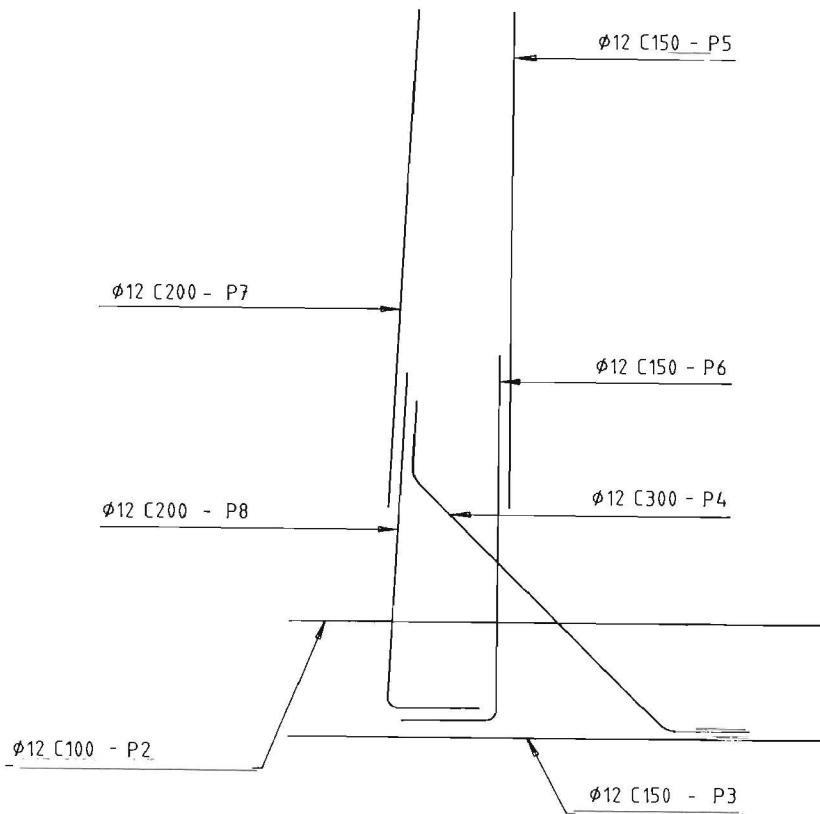


Fig. 032.13 *Mur på fjell, høyde 2,0 m*
 Se fig. 032.3 for tå- og sålebredder
 og fig. 032.1 for øvrige dimensjoner

FYLLMASSE BAK MUR

S =SPRENGSTEIN
G =GRUS
A =SANO
X =S, G OG A

TÅBREDDER

0 =0.0 m
0,5=0.5 m
X =0.0 OG 0.5

TERRENG OG BELASTNING

HM =HØRIS. M/TRAF.LAST
HU =HØRIS. U/TRAF.LAST
1:2 =1:2 U/TRAF.LAST
1:1,5 =1:1,5 U/TRAF.LAST
X =HM, HU, 1:2 OG 1:1,5

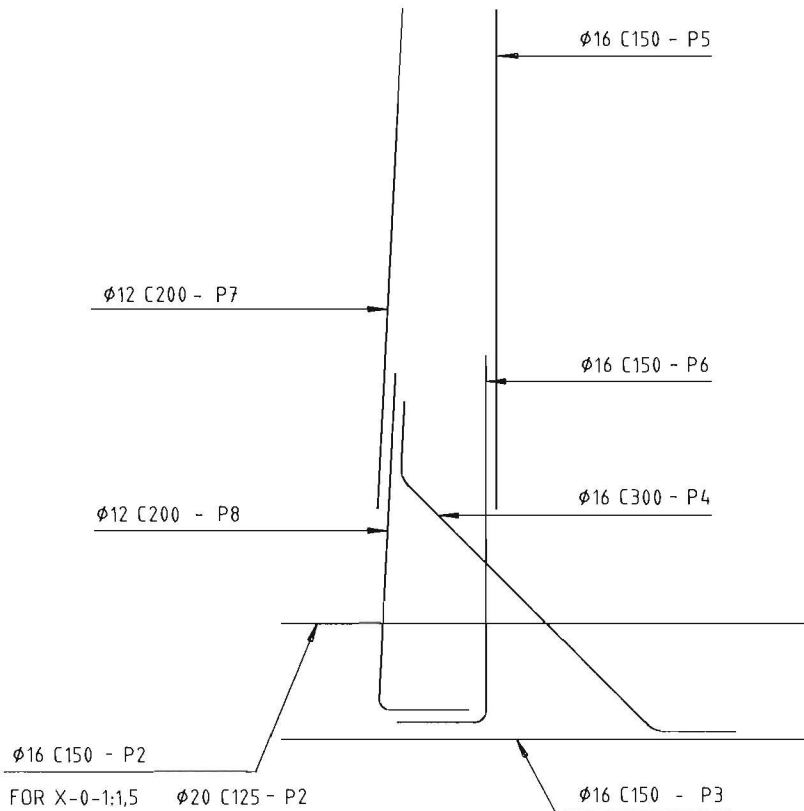


Fig. 032.14 Mur på fjell, høyde 3,0 m
Se fig. 032.3 for tå- og sålebredder
og fig. 032.1 for øvrige dimensjoner

FYLLMASSE BAK MUR

S = SPRENGSTEIN
 G = GRUS
 A = SAND
 X = S, G OG A

TÅBREDDE

0 = 0.0 m
 0,5 = 0.5 m
 1 = 1.0 m
 X = 0.0, 0.5 OG 1.0

TERRENG OG BELASTNING

HM = HDRIS. M/TRAF.LAST
 HU = HORIS. U/TRAF.LAST
 1:2 = 1:2 U/TRAF.LAST
 1:1,5 = 1:1,5 U/TRAF.LAST
 X = HM, HU, 1:2 OG 1:1,5

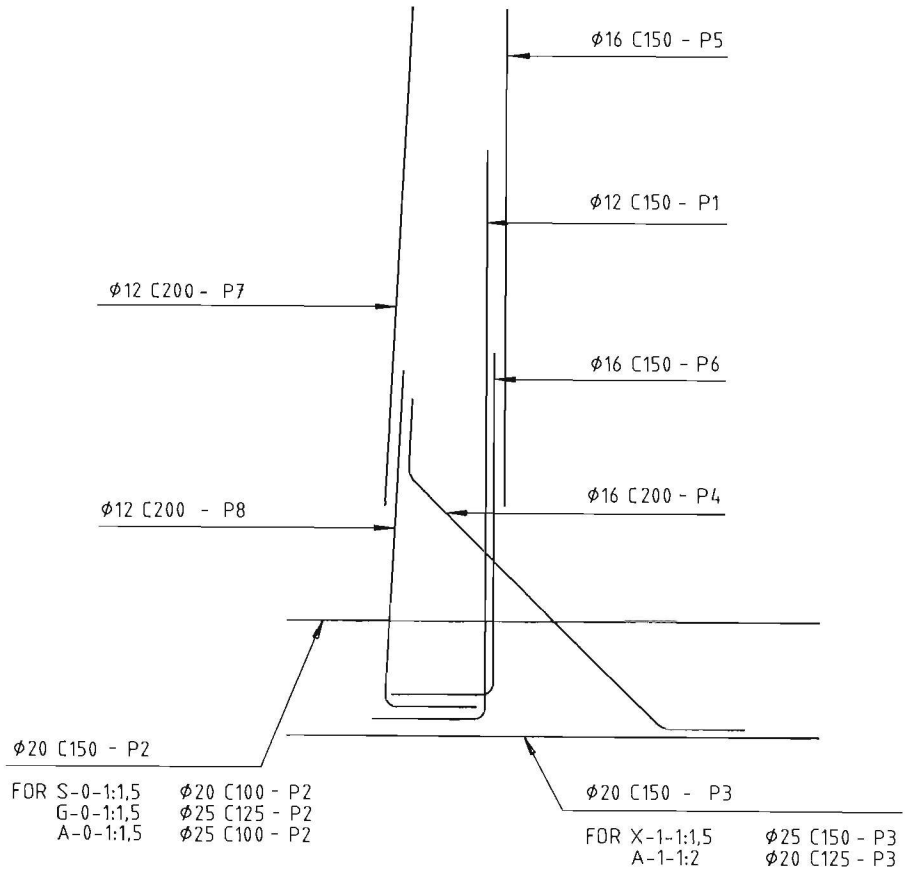


Fig. 032.15 Mur på fjell, høyde 4,0 m
 Se fig. 032.3 for tå- og sålebredder
 og fig. 032.1 for øvrige dimensjoner

FYLLMASSE BAK MUR

S = SPRENGSTEIN
 G = GRUS
 A = SAND
 X = S, G OG A

TÅBREDDER

0 = 0.0 m
 0,5 = 0.5 m
 1 = 1.0 m
 1,5 = 1.5 m
 X = 0.0, 0.5, 1.0 OG 1.5

TERRENG OG BELASTNING

HM = HDRIS. M/TRAF.LAST
 HU = HORIS. U/TRAF.LAST
 1:2 = 1:2 U/TRAF.LAST
 1:1,5 = 1:1,5 U/TRAF.LAST
 X = HM, HU, 1:2 OG 1:1,5

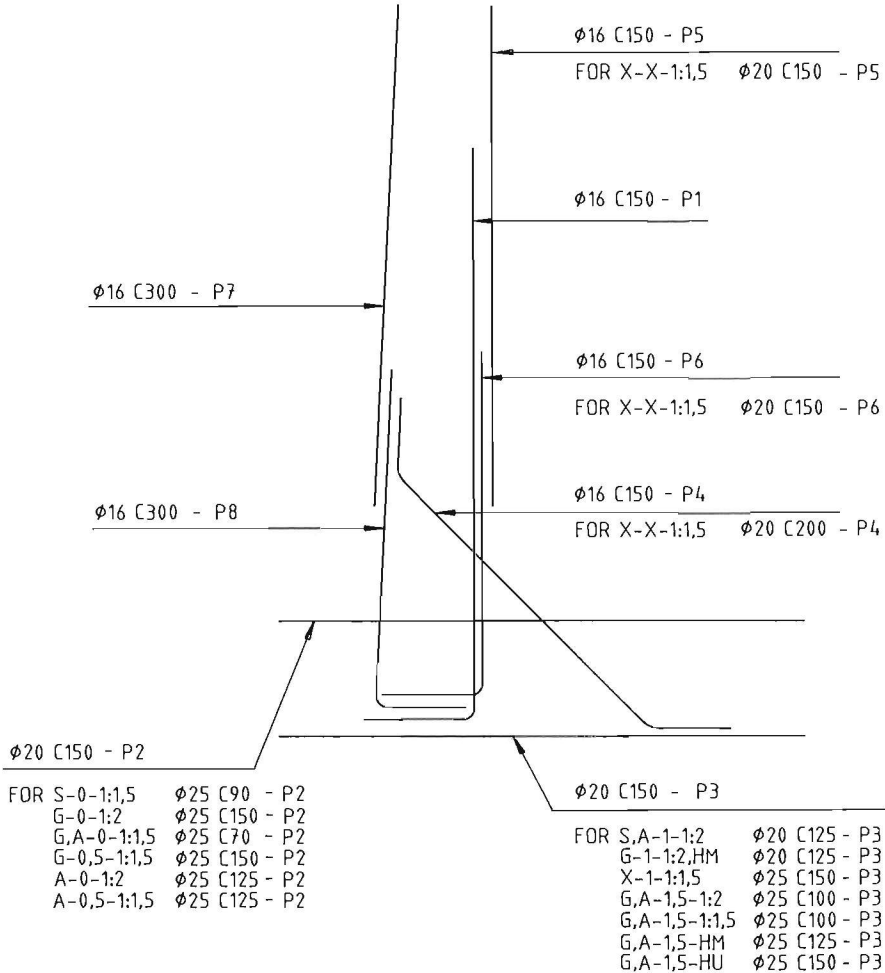


Fig. 032.16 Mur på fjell, høyde 5,0 m
 Se fig. 032.3 for tå- og sålebredder
 og fig. 032.1 for øvrige dimensjoner

FYLLMASSE BAK MUR

S = SPRENGSTEIN
G = GRUS
A = SAND

TÅBREDDE

0 = 0.0 m
0,5 = 0.5 m

TERRENG OG BÆLASTNING

HM = HØRIS. M/TRAF.LAST
HU = HØRIS. U/TRAF.LAST
1:2 = 1:2 U/TRAF.LAST
1:1,5 = 1:1,5 U/TRAF.LAST

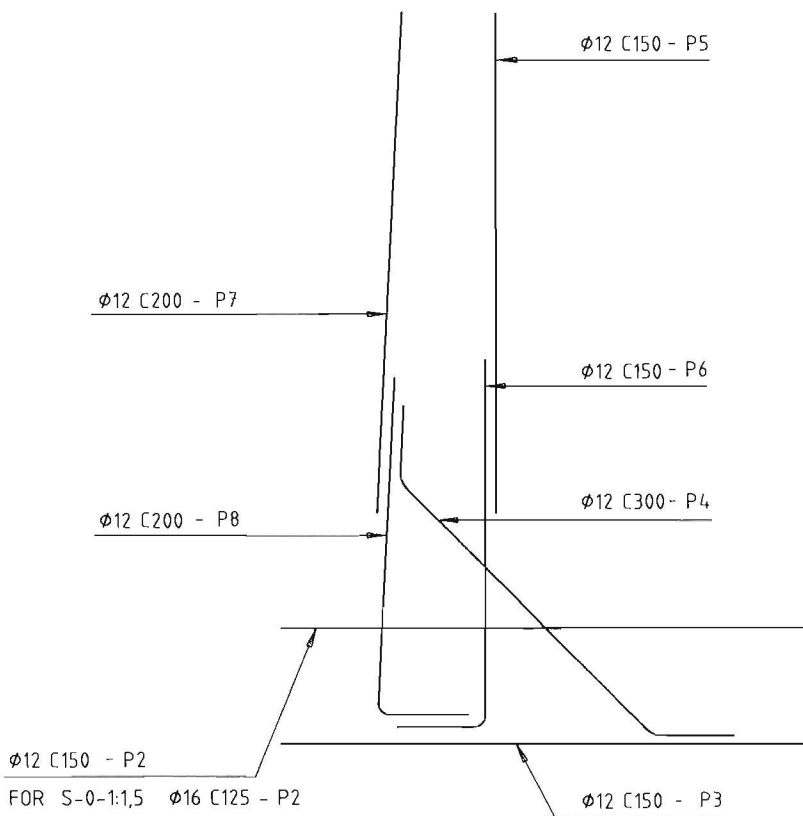


Fig. 032.17 Mur på sprengstein, høyde 2,0 m
Se fig. 032.4 for tå- og sålebredder
og fig. 032.1 for øvrige dimensjoner

FYLLMASSE BAK MUR

S = SPRENGSTEIN
G = GRUS
A = SAND
X = S, G OG A

TÅBREDD

0 = 0.0 m
0,5 = 0.5 m
1 = 1.0 m
X = 0.0, 0.5 OG 1.0

TERRENG OG BELASTNING

HM = HORIS. M/TRAF.LAST
HU = HORIS. U/TRAF.LAST
1:2 = 1:2 U/TRAF.LAST
1:1,5 = 1:1,5 U/TRAF.LAST
X = HM, HU, 1:2 OG 1:1,5

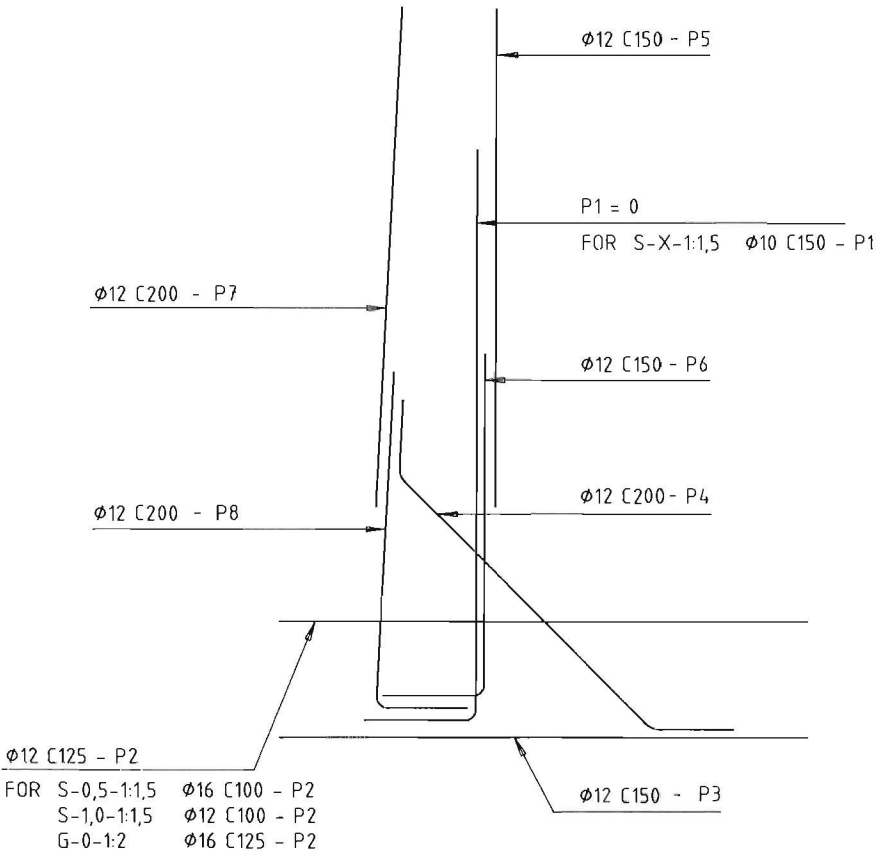


Fig. 032.18 Mur på sprengstein, høyde 3,0 m
Se fig. 032.4 for tå- og sålebredder
og fig. 032.1 for øvrige dimensjoner

FYLLMASSE BAK MUR

S = SPRENGSTEIN
 G = GRUS
 A = SAND
 X = S, G OG A

TÅBREDE

0 = 0.0 m
 0,5 = 0.5 m
 1 = 1.0 m
 X = 0.0, 0.5 OG 1.0

TERRENG OG BELASTNING

HM = HØRIS. M/TRAF.LAST
 HU = HØRIS. U/TRAF.LAST
 1:2 = 1:2 U/TRAF.LAST
 1:1,5 = 1:1,5 U/TRAF.LAST
 X = HM, HU, 1:2 OG 1:1,5

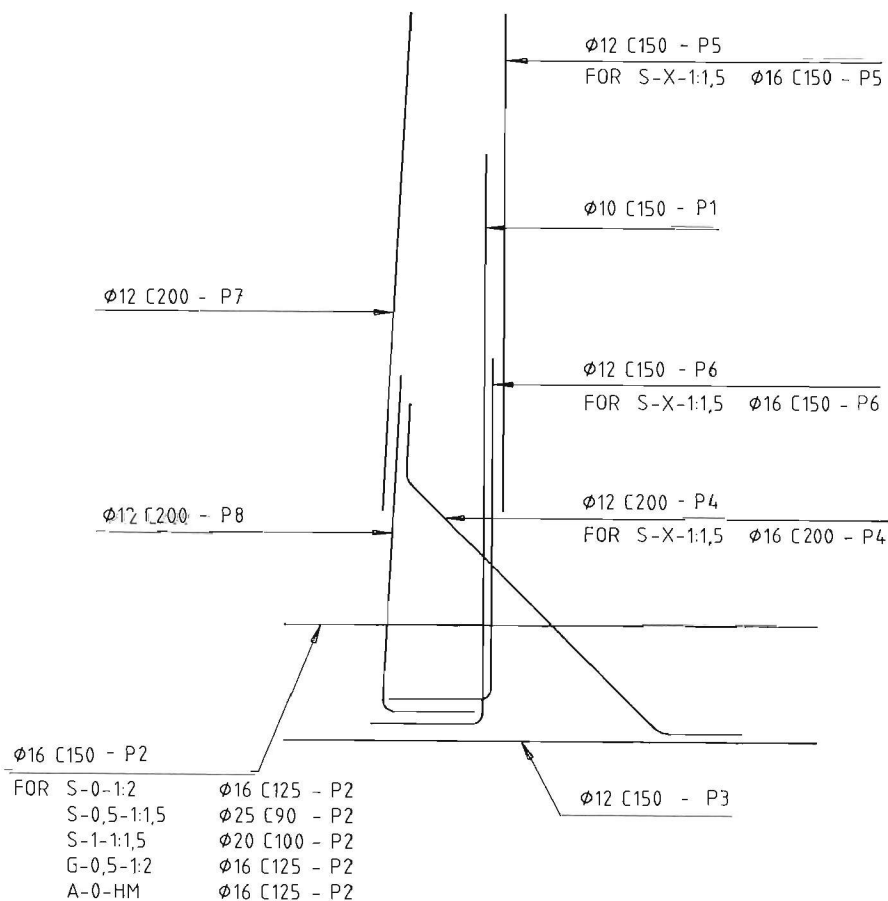


Fig. 032.19 Mur på sprengstein, høyde 4,0 m
 Se fig. 032.4 for tå- og sålebredder
 og fig. 032.1 for øvrige dimensjoner

FYLLMASSE BAK MUR

S = SPRENGSTEIN
 G = GRUS
 A = SAND
 X = S, G OG A

TÅBREDDE

0 = 0.0 m
 0,5 = 0.5 m
 1 = 1.0 m
 1,5 = 1.5 m
 X = 0.0, 0.5, 1.0 OG 1.5

TERRENG OG BELASTNING

HM = HORIS. M/TRAF.LAST
 HU = HORIS. U/TRAF.LAST
 1:2 = 1:2 U/TRAF.LAST
 1:1,5 = 1:1,5 U/TRAF.LAST
 X = HM, HU, 1:2 OG 1:1,5

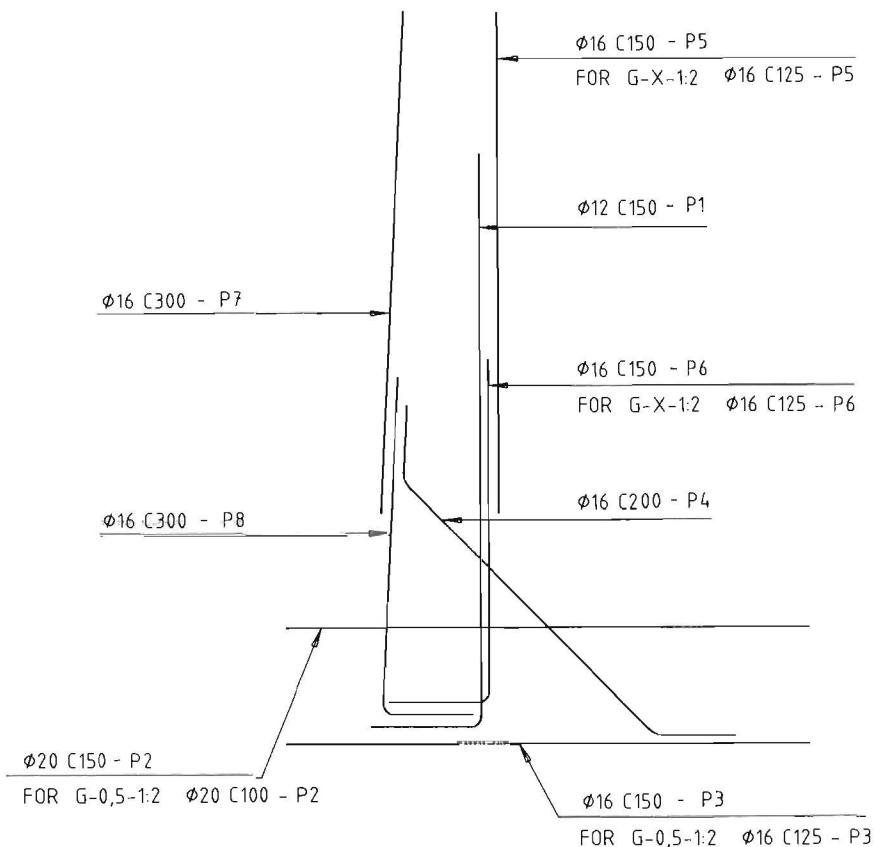


Fig. 032.20 Mur på sprengstein, høyde 5,0 m
 Se fig. 032.4 for tå- og sålebredder
 og fig. 032.1 for øvrige dimensjoner

FYLLMASSE BAK MUR

S = SPRENGSTEIN

G = GRUS

A = SAND

TÅBREDE

0 = 0.0 m

0,5 = 0.5 m

TERRENG OG BELASTNING

HM = HÖRIS. M/TRAF.LAST

HU = HÖRIS. U/TRAF.LAST

1:2 = 1:2 U/TRAF.LAST

1:1,5 = 1:1,5 U/TRAF.LAST

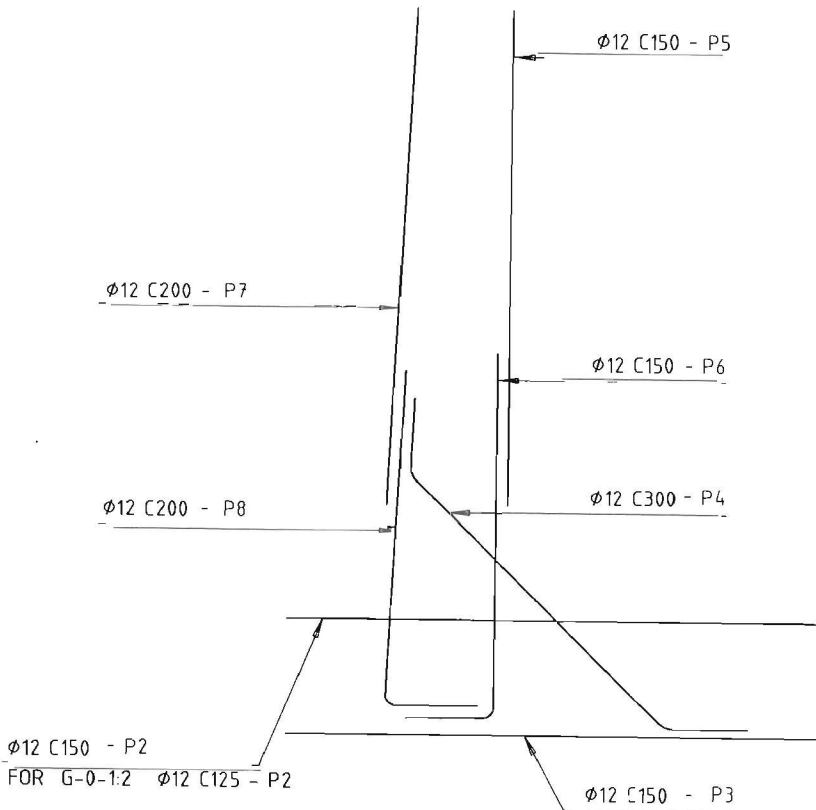


Fig. 032.21 Mur på grus, høyde 2,0 m
Se fig. 032.5 for tå- og sålebredder
og fig. 032.1 for øvrige dimensjoner

FYLLMASSE BAK MUR

S = SPRENGSTEIN

G = GRUS

A = SAND

TÅBREDDE

0 = 0.0 m

0,5 = 0.5 m

1 = 1.0 m

TERRENG OG BELASTNING

HM = HORIS. M/TRAF.LAST

HU = HORIS. U/TRAF.LAST

1:2 = 1:2 U/TRAF.LAST

1:1,5 = 1:1,5 U/TRAF.LAST

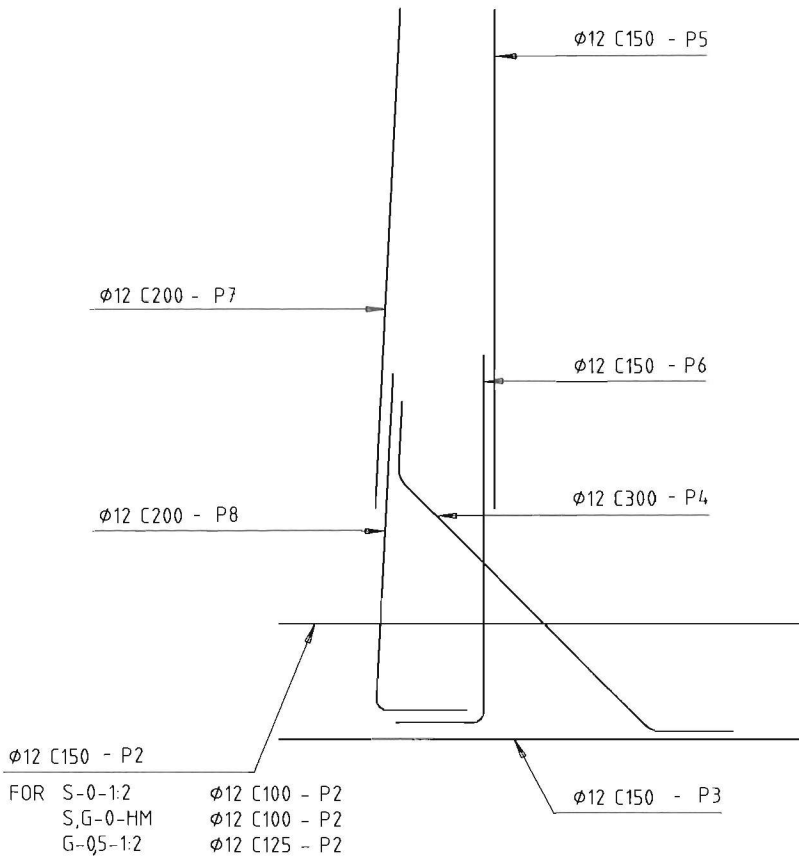


Fig. 032.22 Mur på grus, høyde 3,0 m
 Se fig. 032.5 for tå- og sålebredder
 og fig. 032.1 for øvrige dimensjoner

FYLLMASSE BAK MUR

S = SPRENGSTEIN
 G = GRUS
 A = SAND

TÅBREDDER

0 = 0,0 m
 0,5 = 0,5 m
 1 = 1,0 m

TERRENG OG BELASTNING

HM = HØRIS. M/TRAF.LAST
 HU = HØRIS. U/TRAF.LAST
 1:2 = 1:2 U/TRAF.LAST
 1:1,5 = 1:1,5 U/TRAF.LAST

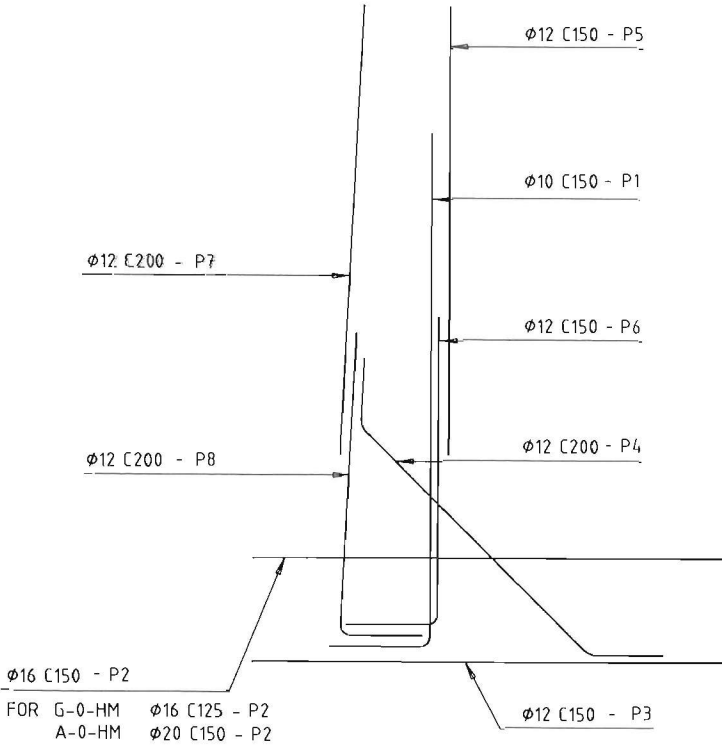


Fig. 032.23 Mur på grus, høyde 4,0 m
 Se fig. 032.5 for tå- og sålebredder
 og fig. 032.1 for øvrige dimensjoner

FYLLMASSE BAK MUR

S = SPRENGSTEIN
 G = GRUS
 A = SAND

TÅBREDDE

0 = 0.0 m
 0,5 = 0.5 m
 1 = 1.0 m
 1,5 = 1.5 m

TERRENG OG BELASTNING

HM = HORIS. M/TRAF.LAST
 HU = HORIS. U/TRAF.LAST
 1:2 = 1:2 U/TRAF.LAST
 1:1,5 = 1:1,5 U/TRAF.LAST

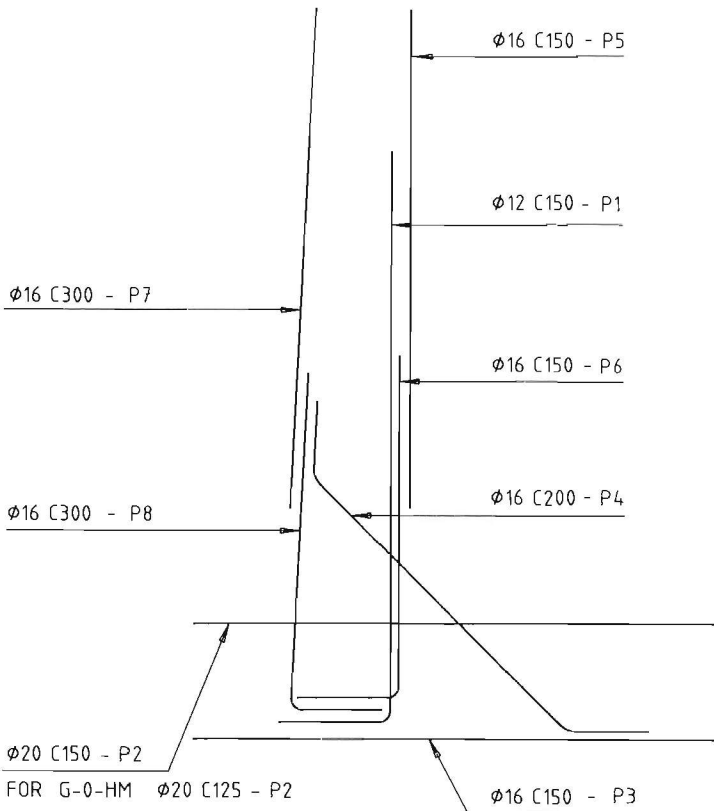


Fig. 032.24 Mur på grus, høyde 5,0 m
 Se fig. 032.5 for tå- og sålebredder
 og fig. 032.1 for øvrige dimensjoner

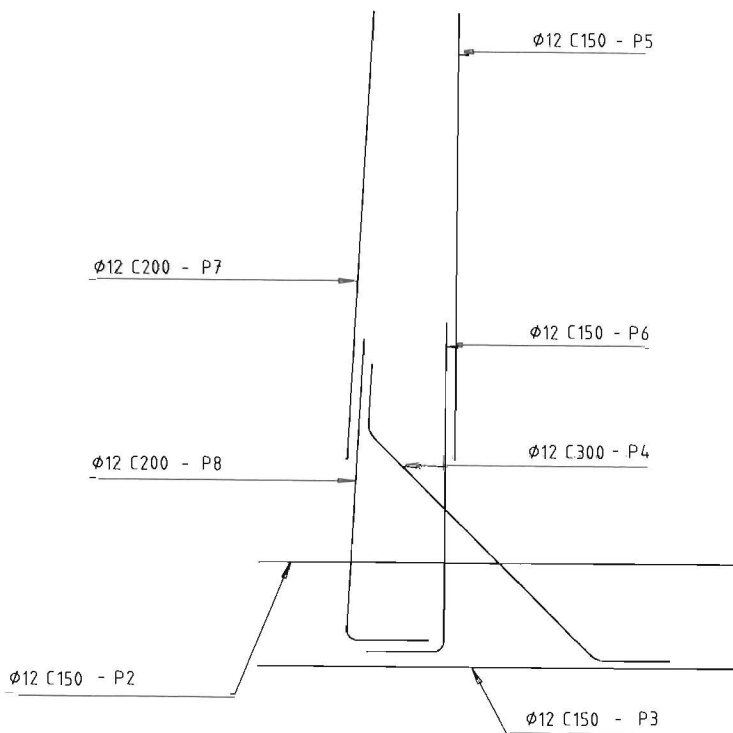


Fig. 032.25 Mur på sand, høyde 2,0 m
 Se fig. 032.6 for tå- og sålebredder
 og fig. 032.1 for øvrige dimensjoner

FYLLMASSE BAK MUR

S = SPRENGSTEIN
G = GRUS
A = SAND

TÅBREDE

0 = 0.0 m
0,5 = 0.5 m
1 = 1.0 m

TERRENG OG BELASTNING

HM = HØRIS. M/TRAF.LAST
HU = HØRIS. U/TRAF.LAST
1:2 = 1:2 U/TRAF.LAST
1:1,5 = 1:1,5 U/TRAF.LAST

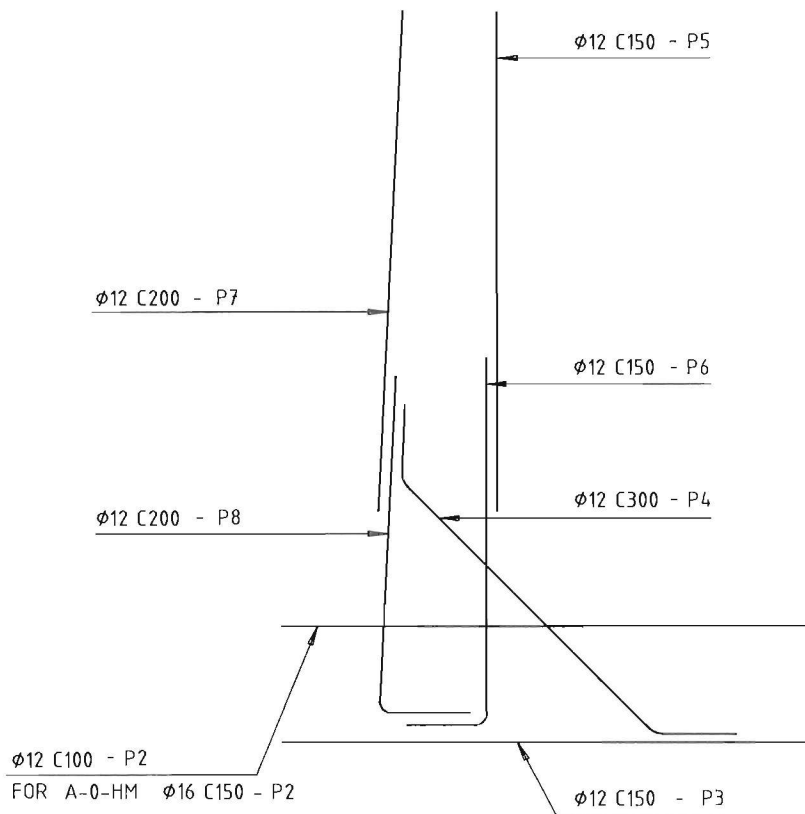


Fig. 032.26 Mur på sand, høyde 3,0 m
Se fig. 032.6 for tå- og sålebredder
og fig. 032.1 for øvrige dimensjoner

FYLLMASSE BAK MUR

S = SPRENGSTEIN

G = GRUS

A = SAND

TÅBREDDER

0 = 0.0 m

0,5 = 0.5 m

1 = 1.0 m

TERRENG OG BELASTNING

HM = HORIS. M/TRAF.LAST

HU = HORIS. U/TRAF.LAST

1:2 = 1:2 U/TRAF.LAST

1:1,5 = 1:1,5 U/TRAF.LAST

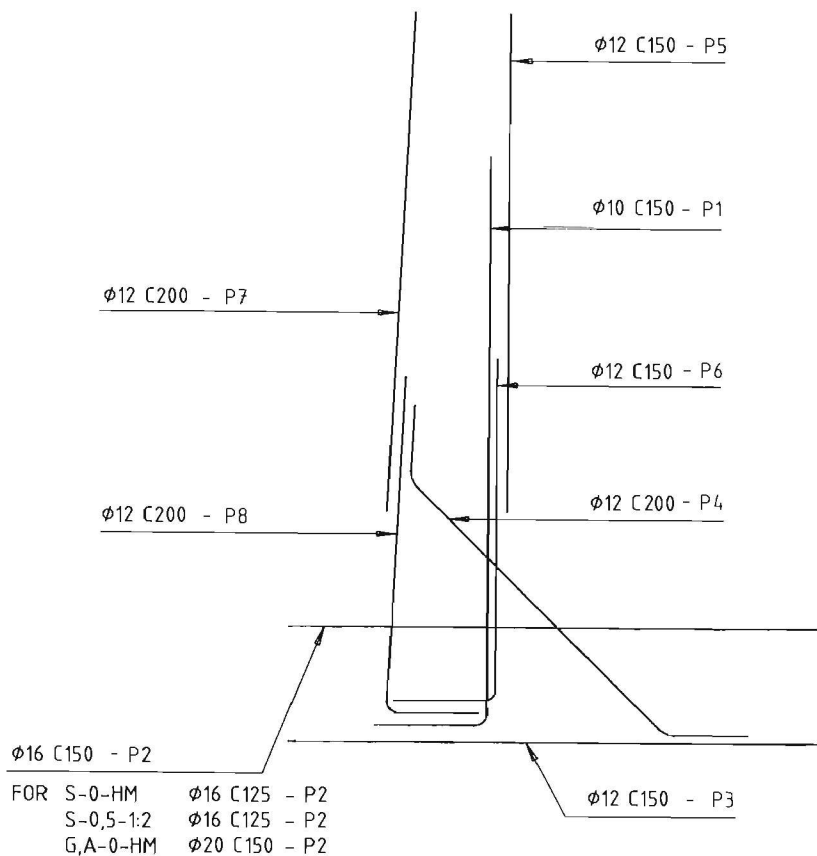


Fig. 032.27 Mur på sand, høyde 4,0 m
 Se fig. 032.6 for tå- og sålebredder
 og fig. 032.1 for øvrige dimensjoner

FYLLMASSE BAK MUR

S = SPRENGSTEIN

G = GRUS

A = SAND

TÅBREDDER

0 = 0.0 m

0,5 = 0.5 m

1 = 1.0 m

1,5 = 1.5 m

TERRENG OG BELASTNING

HM = HORIS. M/TRAF.LAST

HU = HORIS. U/TRAF.LAST

1:2 = 1:2 U/TRAF.LAST

1:1,5 = 1:1,5 U/TRAF.LAST

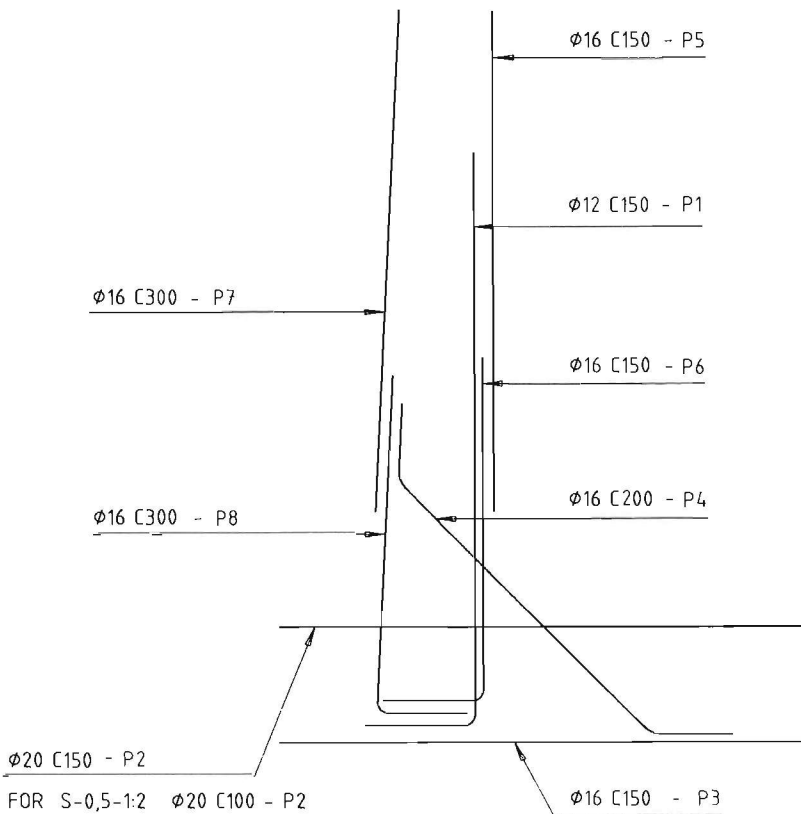


Fig. 032.28 Mur på sand, høyde 5,0 m
 Se fig. 032.6 for tå- og sålebredder
 og fig. 032.1 for øvrige dimensjoner

032.5.2 Langsgående armering i såle og vegg

Fig. 032.29 viser langsgående armering i såle og vegg. Figur (a) viser armeringen for vanlig vegg mens (b) hvor veggen er enkeltarmert. (c) viser mur på fjell hvor den langsgående armering i uk såle sløyfes.

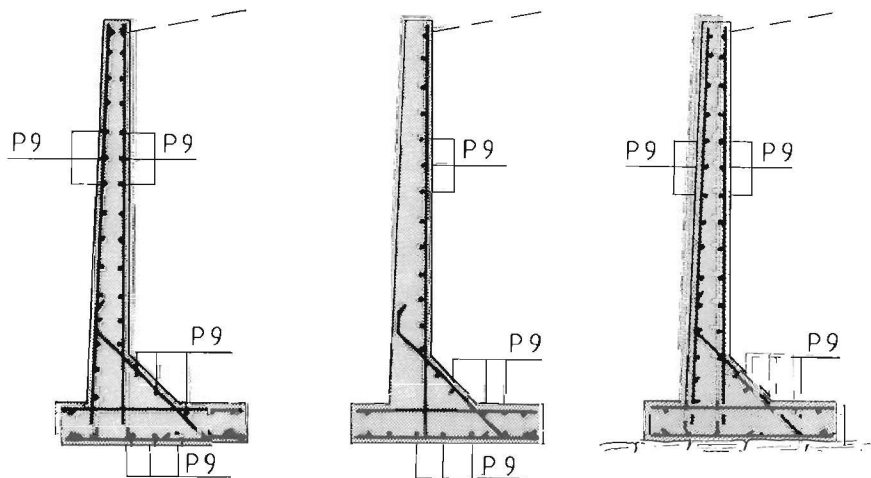


Fig. 032.29 Langsgående armering i såle og vegg
Se fig. 032.30

Generelt gjelder for den langsgående armering at skjøtene forskyves slik at maks. 1/3 av den langsgående armering i veggen (og vouten) skjøtes i samme vertikale snitt. I sålen skal maks. 1/2 av den langsgående armering skjøtes i samme snitt.

For lave murer $H \leq 3$ m kan det være aktuelt med enkeltarmert av murevgen. I så tilfelle sløyfes P7 og P8 for $H = 2,0$ og $3,0$ m. Fig. 032.29 viser plassering av den langsgående armering av såle og vegg. I fig. 032.30 er angitt anbefalte armeringsmengder.

Murhøyde H m	Såle		Vegg	
	Mur på løsmasser OK og UK såle Φ	Mur på fjell OK såle Φ	Dobb.arm. IK og YK vegg Φ	Enk.arm. IK vegg Φ
2	12 C 300	12 C 300	12 C 200	12 C 100
3	12 C 300	12 C 300	12 C 175	12 C 90
4	12 C 250	12 C 250	12 C 175	-
5	12 C 200	12 C 200	12 C 150	-

Fig. 032.30 Langsgående armering P9 i såle og vegg
Se også fig. 032.29

032.5.3 Støttemur i kurve

Støttemurene som er dimensjonert i normalen kan også anvendes i de tilfelle murene er kurvet i horisontalplanet.

Dersom muren støtter veg rundt en utkurve må man være oppmerksom på at det er større risiko for flere og større overførte lokale tverraster fra påkjørsler på øvre del av støttemuren enn om vegstrekningen er rett.

Dersom muren står nær vegkanten, og kurven er krapp, bør en legge inn ekstra horisontalarmering i begge lag på de øverste 0,5 m av muren for å øke sikkerheten mot lokal overbelastning på grunn av påkjørsler.

033. Normerte prefabrikerte støttemurelementer

033.0 GENERELT

I dette kapitlet presenteres form- og armeringstegninger for normerte prefabrikerte støttemurelementer. Normalen er utarbeidet for elementer med høyde $H = 1,0 \text{ m}$, $2,0 \text{ m}$ og $3,0 \text{ m}$. For høyder mellom disse kan sålebredden og armering bestemmes ved interpolasjon. Elementlengden bør vanligvis ikke overskride $2,0 \text{ m}$.

Støttemurelementene kan også bygges med varierende høyde for å utjevne høydeforskjeller i terrenget, kfr. fig. 033.1.

Beregningsgrunnlag, dimensjonering og krav til materialer, utførelse og kontroll er gitt i pkt. 031.2 og 033.1. Det er regnet med at grunnvannstanden ikke kan stige høyere enn til underkant såle.

Når prefabrikerte støttemurelementer benyttes, kan ikke tørrenghelningen bak mur være større enn 1:2.

Hoveddimensjoner og hovedarmering er vist på figur av generell karakter med referanse til dimensjoneringstabeller som gir de aktuelle tallstørrelsene. Detaljer er vist på egne figurer.

I tillegg til kravene gitt i underkapittel 031 er i de følgende punkter gitt noen mer spesielle krav. Dessuten er angitt de forutsetninger de normerte murer er basert på.

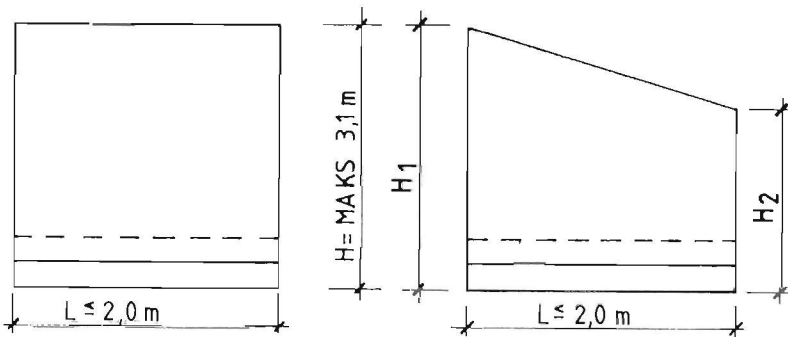


Fig. 033.1 Støttemurelement med konstant og varierende høyde

033.1 FORUTSATTE MATERIALKOEFFISIENTER γ_m OG MOBILISERINGSGRADER f FOR LØSMASSER

Alle beregninger er kun utført på effektivspenningsbasis.

Følgende materialkoeffisienter er forutsatt:

Følgende materialkoeffisienter og mobiliseringsgrader er benyttet:

$$\begin{array}{ll} \text{Mur i skjæring} & \gamma_m = 1,4 \\ \text{Mur i fylling} & \gamma_m = 1,4 \end{array}$$

Følgende mobiliseringsgrader f er forutsatt:

$$\text{Mur på løsmasser} \quad f = 0,7 \text{ for } H \leq 4 \text{ m}$$

Dessuten er f utregnet ifølge normalen

$$f = \frac{1}{2 - \frac{\tan \beta}{\tan \Phi}}$$

og den største verdi av f er benyttet

033.2 FUNDAMENTERING OG FYLLMASSER

For krav til oppbygging av fylling bak støttemuren og komprimering kfr. pkt. 031.10 og 031.12.

Foran mur er antatt horisontalt terreng og oppfyllingshøyde

$$D \geq t_s + 0,2 \text{ m}$$

Grunnvannsnivået er antatt å ligge under uk såle.

033.3 FUNDAMENTERINGSARBEIDER

Støttemurelement på ikke telefarlige masser, kfr. pkt. 031.6.

Dersom massene ikke er telefarlige skal det graves ned til 0,2 m under uk såle og legges et avrettingslag av 0,2 m grus som komprimeres.

I grusen legges ut 2 stk. 100x100 mm boks. Disse skal være gjennomgående i hele murens lengde og legges en på hver side ca. 0,2 m inn fra ytterkant av såle. Skjøtene forskyves innbyrdes. Boksene justeres nøyaktig i høyde, se fig. 033.2. Boksen kan erstattes med stålbjelker, f.eks. HE 100A. Ved dårlige grunnforhold kan bjelker av plass-støpt betong benyttes, f.eks. 300/200 betongbjelker armert med 3 \emptyset 12 Ks 400 langsgående i topp og bunn (6 stk. til sammen).

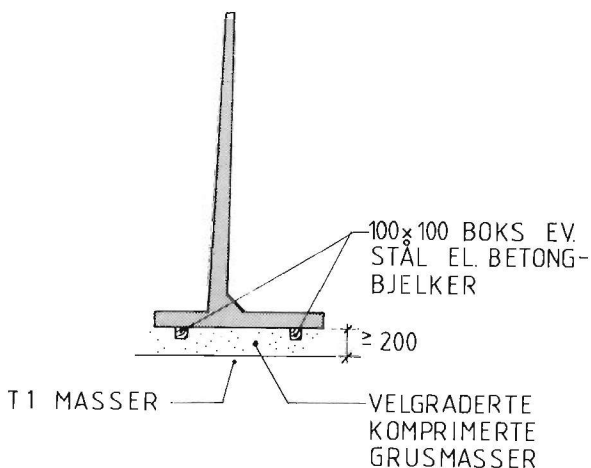


Fig. 033.2 Elementer på ikke telefarlige masser

Støttemurelement på telefarlige masser, kfr. pkt. 031.6.

For komprimering, kfr. pkt. 031.12.

De øverste 0,2 m av tilbakefyllingen skal være grus, og utførelsen blir som beskrevet foran. Dersom polystyrenplater benyttes som isolasjon, legges disse under det 0,2 m tykke gruslaget. Se også fig. 031.2.

033.4 MAGERBETONG

Vanligvis kan magerbetonglaget beskrevet i pkt. 031.8 sløyfes.

033.5 FORMTEGNING AV STØTTEMURELEMENTER

Fig. 033.4 viser formtegnning av de normerte støttemurelementene.

Sålebredden B og tålebredden B_T , for forskjellige murhøyder og forskjellige kombinasjoner av massetyper bak vegg og under såle, er for de to murtyper gitt i tabeller fig. 033.5 og 033.6. Tålebredden B_T er enten 0 eller 0,5 m.

Som vist på fig. 033.4 er murfrontens helning satt til 20:1. I noen tilfeller kan det være aktuelt å benytte andre helninger. Mindre justeringer kan foretas ved å justere innerkant vegg tilsvarende, slik at murdimensjonen blir uforandret.

Kfr. pkt. 031.15 for detalj av murkrone.

Fig. 033.3 viser detalj av fuge i vegg mellom elementene. Fugen i sålen gis ingen spesiell utforming.

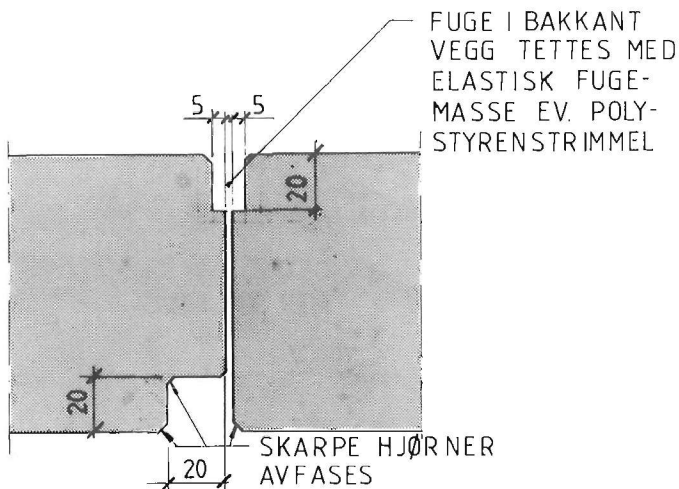


Fig. 033.3 Detalj fuge i vegg mellom elementene

Dersom muren skal stå i kurve i horisontalplanet, kan det være aktuelt å redusere sålelengden noe i front eller bakkant for lettere å få elementene til å følge kurven uten at det blir for åpen fuge i veggen mellom elementene. Alt. kan dette også være aktuelt som standardutførelse både for rette murer og murer i kurve.

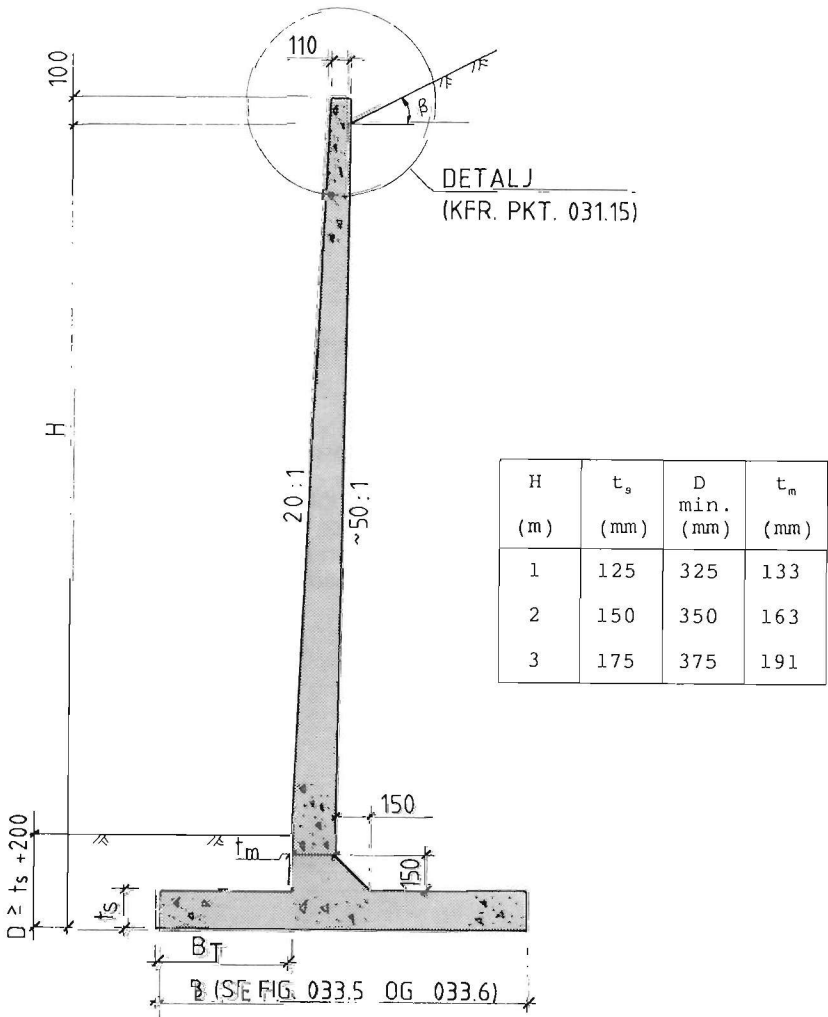


Fig. 033.4 Snitt av støttemurelement
 Kfr. fig. 033.5 og 033.6 for sålebredde B

Murhøyde		H = 1,0 m			H = 2,0 m		
Belastning		u/traf.last		m/traf.	u/traf.last		m/traf.
Fyllm. bak mur	Helning bak mur	Hor.	1:2	Hor.	Hor.	1:2	Hor.
	Tå- bredde m						
Spreng- stein	0,0	0,5	0,6	0,7	0,7	1,1	1,1
	0,5				0,9	1,1	1,2
Grus	0,0	0,5	0,8	0,8	0,8	1,3	1,2
	0,5				1,0	1,3	1,3

Murhøyde		H = 3,0 m		
Belastning		u/traf.last		m/traf.
Fyllm. bak mur	Helning bak mur	Hor.	1:2	Hor.
	Tå- bredde m			
Spreng- stein	0,0	1,0		
	0,5	1,1	1,6	1,5
Grus	0,0	1,1		
	0,5	1,2		1,7

Fig. 033.5 Sålebredde B, for mur på sprengstein

Murhøyde		H = 1,0 m			H = 2,0 m		
Belastning		u/traf.last		m/traf.	u/traf.last		m/traf.
Fyllm. bak mur	Helning bak mur	Hor.	1:2	Hor.	Hor.	1:2	Hor.
	Tå- bredde m						
Spreng- stein	0,0	0,5	0,6	0,7	0,8	1,3	1,2
	0,5				0,9	1,3	1,3
Grus	0,0	0,5	0,8	0,8	0,8		1,3
	0,5				1,0	1,6	1,5

Murhøyde		H = 3,0 m		
Belastning		u/traf.last		m/traf.
Fyllm. bak mur	Helning bak mur	Hor.	1:2	Hor.
	Tå- bredde m			
Spreng- stein	0,0	1,1		
	0,5	1,2		1,7
Grus	0,0	1,3		
	0,5	1,3		

Fig. 033.6 Sålebredde B, for mur på grus

033.6 LØFTEANORDNINGER

For transport og montasje kan brukes løfteanordninger som løftehylser, løftebøyler eller andre typer innstøpte ståldeler. Disse skal ikke plasseres i front mur, eller på bakside av mur høyere opp enn 0,4 m fra toppen.

Innstøpte ståldeler skal forsøkes minst 10 mm, eller etter montasje kappes av minst 20 mm inn i betongen. Deretter skal hullene fylles med mørtel og pusses omhyggelig igjen for å hindre rustangrep.

Ved plassering av løfteanordninger skal det foretas en kontroll og eventuelt legges inn ekstra-armering for å hindre at påkjenningene blir for store.

Løfteanordningene skal tilfredsstillere kravene i Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 12, pkt. 4.8.

033.7 ARMERING

033.7.0 Generelt

Produsent må selv vurdere om det er nødvendig med ekstra armering p.g.a. spesielle belastninger i forbindelse med produksjon, transport, montasje o.l.

033.7.1 Langsgående armering i såle og vegg

Fig. 033.7 viser langsgående armering i såle og vegg.

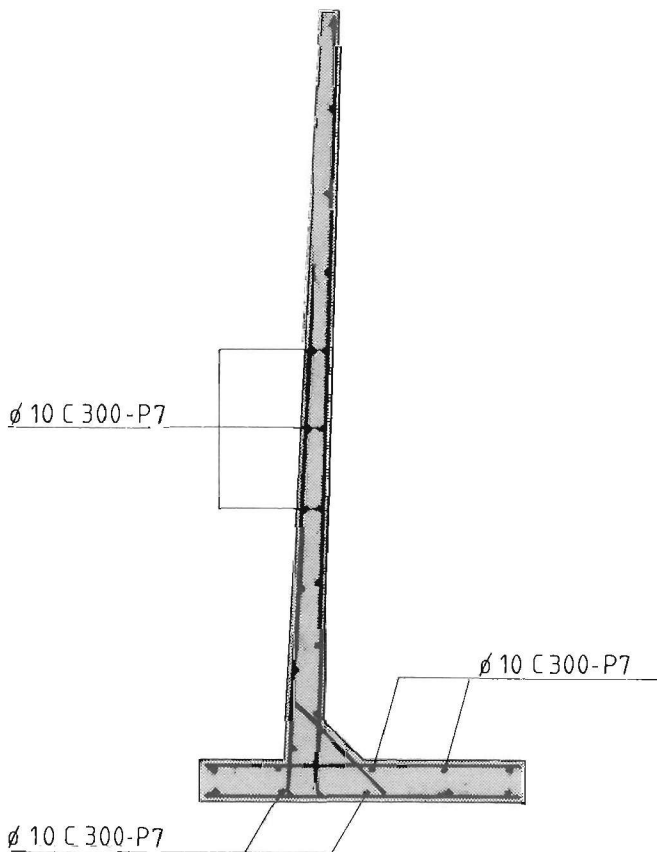


Fig. 033.7 Langsgående armering i såle og vegg
Øvrig armering, se fig. 033.8 til 033.13.

033.7.2 Tverrarmering i såle, vertikalarmering i vegg

Fig. 033.8 viser generell armeringsføring, posisjonsnummerering, omfarings- og forankringslengder samt (maksimal) senteravstand der disse er konstante for de normerte murer.

I fig. 033.9 til 033.13 er gitt dimensjoner av såle- og veggarmering.

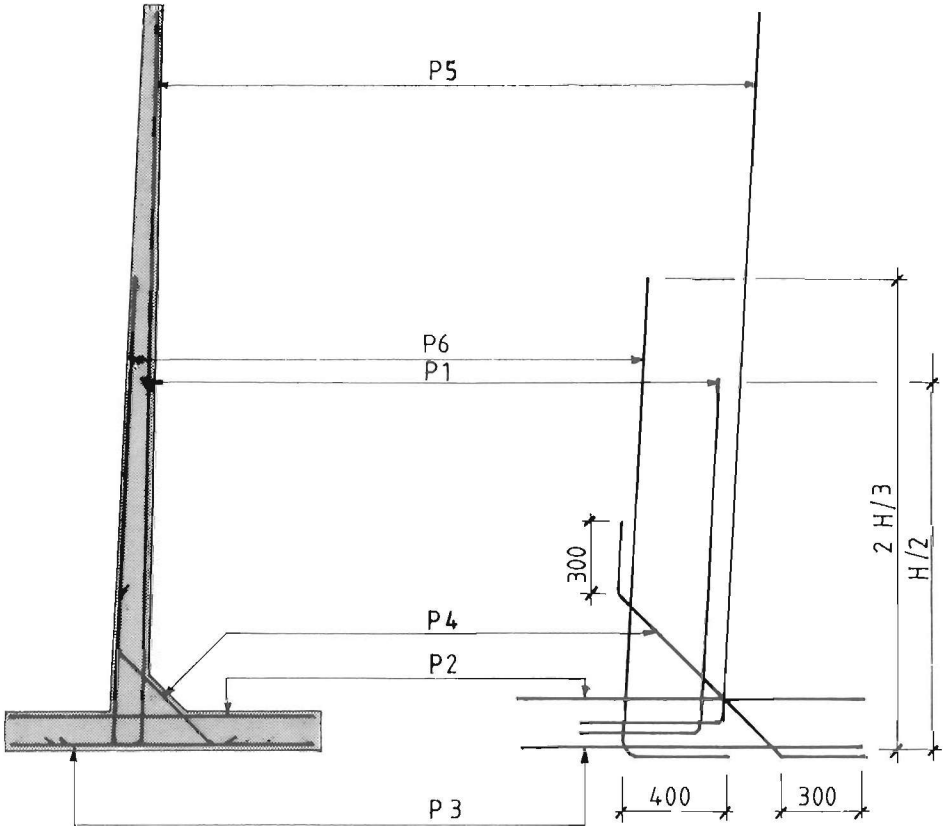


Fig. 033.8 System for armering i såle og vegg
Langsgående armering er vist i fig. 033.7
Se fig. 033.9 til 033.13 for armeringsdimensjoner og senteravstander

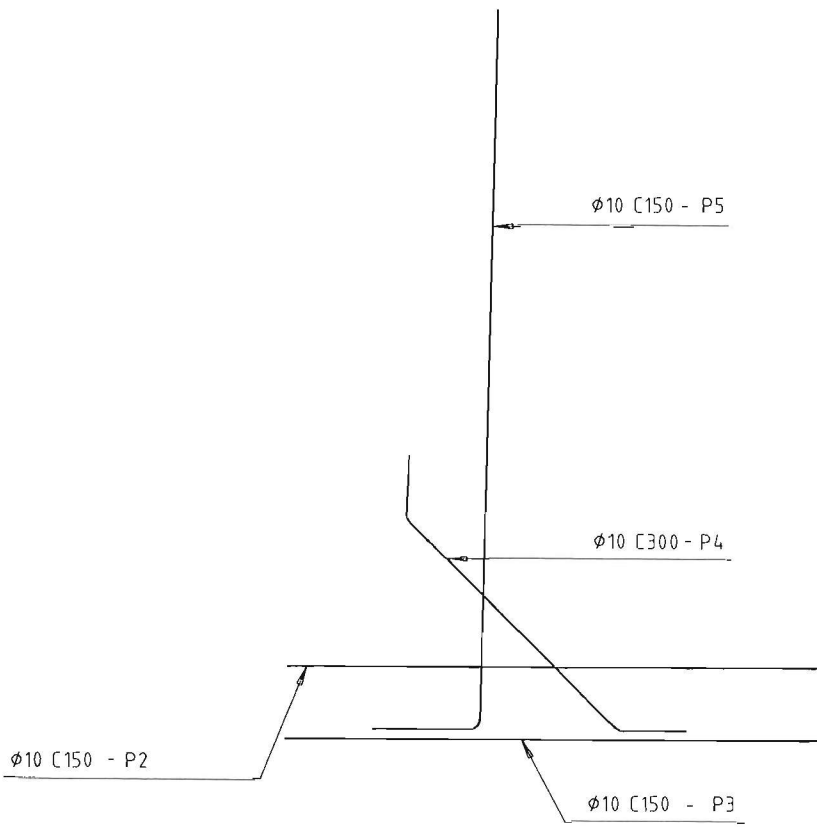


Fig. 033.9 Mur på grus eller sprengstein, høyde 1,0 m
 Kfr. fig. 033.7 og 033.8
 Kfr. fig. 033.5 og 033.6 for tå- og sålebredde

FYLLMASSE BAK MUR

S = SPRENGSTEIN
G = GRUS

TÅBREDDE

0 = 0.0 m
0,5 = 0.5 m

TERRÆNG OG BELASTNING

HM = HORIS. M/TRAF.LAST
HU = HORIS. U/TRAF.LAST
1:2 = 1:2 U/TRAF.LAST

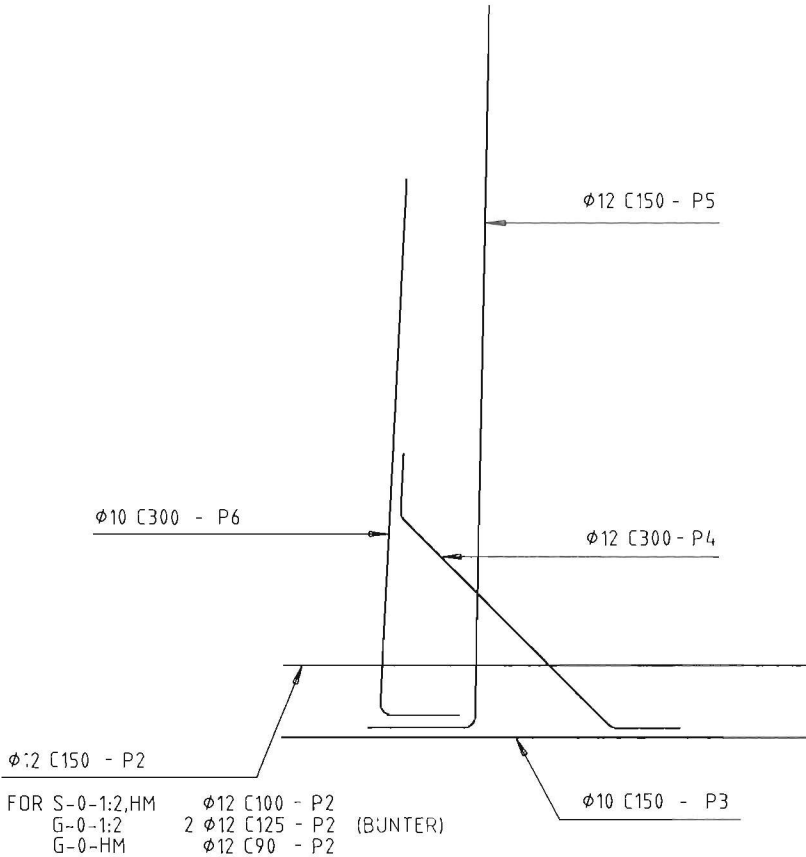


Fig. 033.10 Mur på sprengstein, høyde 2,0 m
Kfr. fig. 033.7 og 033.8
Kfr. fig. 033.5 for tå- og sålebredde

FYLLMASSE BAK MUR

S = SPRENGSTEIN
G = GRUS

TÅBREDE

0 = 0,0 m
0,5 = 0,5 m

TERRENG OG BELASTNING

HM = HORIS. M/TRAF.LAST
HU = HORIS. U/TRAF.LAST
1:2 = 1:2 U/TRAF.LAST

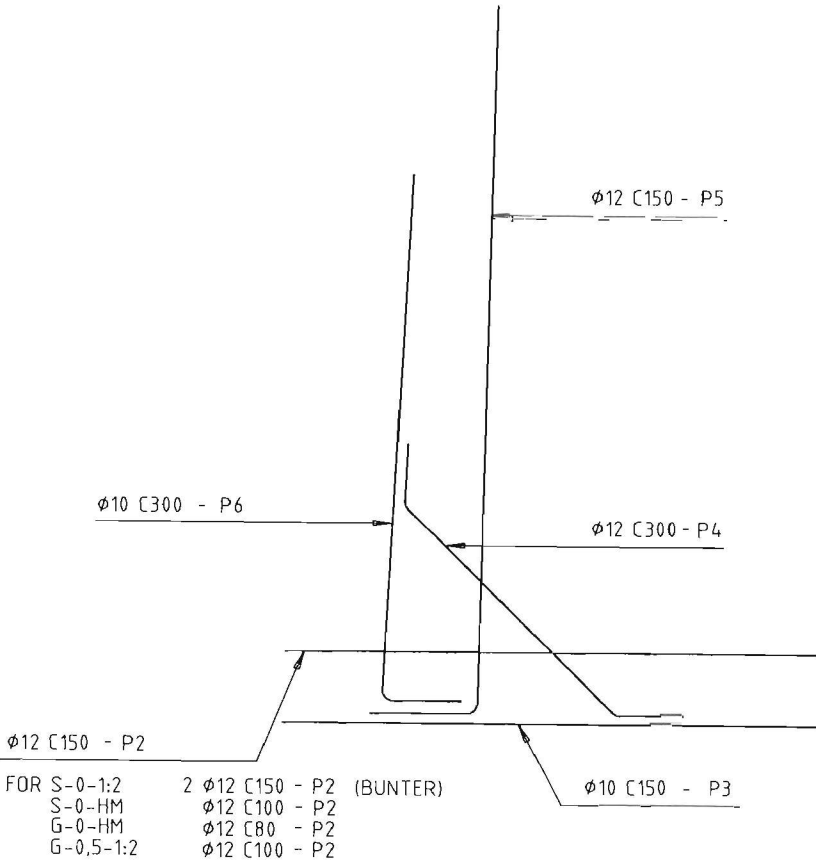


Fig. 033.11 Mur på grus, høyde 2,0 m
Kfr. fig. 033.7 og 033.8
Kfr. fig. 033.6 for tå- og sålebredde

FYLLMASSE BAK MUR
 S = SPRENGSTEIN
 G = GRUS

TÅBREDDE
 0 = 0.0 m
 0,5 = 0.5 m

TERRENG OG BELASTNING
 HM = HDRIS. M/TRAF.LAST
 HU = HDRIS. U/TRAF.LAST
 1:2 = 1:2 U/TRAF.LAST

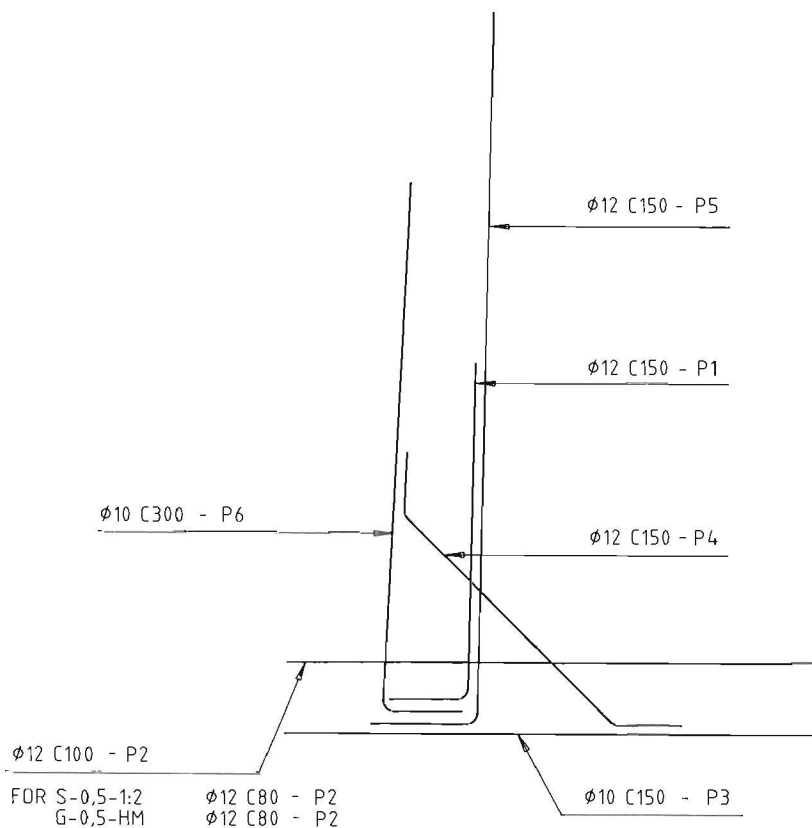


Fig. 033.12 Mur på sprengstein, høyde 3,0 m
 Kfr. fig. 033.7 og 033.8
 Kfr. fig. 033.5 for tå- og sålebredde

FYLLMASSE BAK MUR

S = SPRENGSTEIN
G = GRUS

TÅBREDDE

0 = 0.0 m
0,5 = 0.5 m

TERRENG OG BELASTNING

HM = HDRIS. M/TRAF.LAST
HU = HDRIS. U/TRAF.LAST
1:2 = 1:2 U/TRAF.LAST

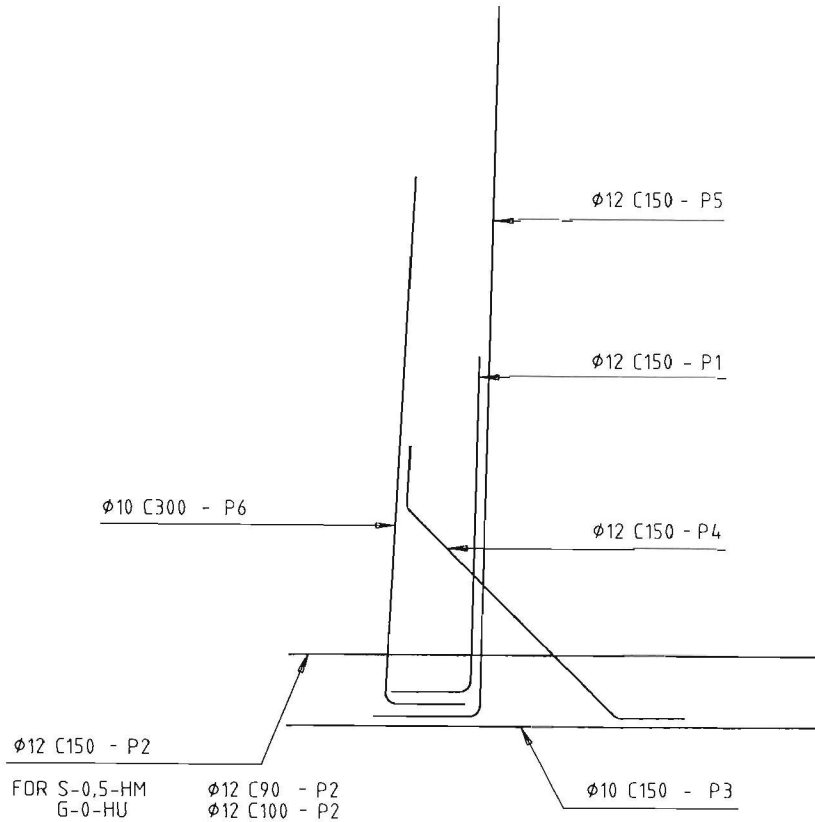


Fig. 033.13 Mur på grus, høyde 3,0 m
Kfr. fig. 033.7 og 033.8
Kfr. fig. 033.6 for tå- og sålebredde

033.8 MONTERING AV ELEMENTENE

Til montering av elementene må det benyttes kranutstyr som er egnet til formålet. Ved heising må elementene henge slik at de blir satt ned så plant på underlaget at dette forstyrres minst mulig.

Monteringen av elementene kan starte hvor som helst på muren, vanligvis bestemt ut fra det som framdriftsmessig er mest gunstig. Det bør unngås under montasjen at hull blir stående igjen i muren for senere utfylling med elementer. Vanligvis vil dette medføre tilpasningsproblemer.

Monteringen foregår ved at et element monteres forsiktig og justeres nøyaktig i riktig posisjon. Neste element settes inntil det første (knas), og det vil være liten mulighet for ekstra justering etterat monteringen er begynt.

Vanligvis vil det være unødvendig med spesielle sammenføyninger mellom elementene. Hvor det stilles spesielle krav til at elementene skal stå så plant som mulig, bør det brukes plass- støpte bjelker i grusen under muren, som beskrevet i pkt. 033.3.

Alternativt kan f.eks. et varmgalvanisert kanalstål U 140 festes på baksiden av veggens ca. 0,4 m fra topp vegg som beskrevet i pkt. 122.5.

034. Eksempel på prosjektering av en normert støttemur

034.1 INNLEDNING

I dette kapittel er gitt et eksempel på prosjektering av en normert plass-støpt støttemur. For beregning av prefabrikerte støttemurer er fremgangsmåten identisk, men man kan ikke ha tilfellet støttemur på fjell eller sand.

034.2 GRUNNLAGSDATA

Antar at følgende støttemur skal prosjekteres:

Murhøyde:	5,0 m
Belastningstilfelle:	Skrånende terreng 1:1,5 bak mur
Fyllmasse bak mur:	Grus
Masse under mur:	Fjell
Tåbredde:	0,5 m

034.3 MATERIALER, UTFØRELSE OG KONTROLL

Iflg. pkt. 031.3 velges

Betong C45 for miljøklasse MA
Armering K 400 TS
Utvidet kontroll

Oppbygging av fylling bak støttemur utføres i henhold til pkt. 031.10 med drenering og komprimering i henhold til pkt. 031.11 og 031.12.2.

034.4 BESTEMMELSE AV BETONGDIMENSJONER

Betongdimensjoner bestemmes fra fig. 032.1

Fra fig. 032.3 bestemmes sålebredden ved å benytte tabellen for: $H = 5,0$ m, helning bak mur: 1:1,5, fyllmasse bak mur: Grus, og tåbredde: 0,5 m.

Nødvendig sålebredde er 2,6 m.

På grunnlag av disse data kan forskalingstegning på muren utføres. Fugeavstand i vegg velges 12 m iflg. pkt. 031.13 og fuger utføres i henhold til fig. 031.9. Topp mur utformes som vist i fig. 031.11 med gjerdestolper satt på innsiden av muren.

034.5 FJELLDALTER

Fra fig. 032.8 bestemmes diameter på fjellboltene, senteravstand mellom boltene og forankringslengde.

Fra tabellen for $H = 5,0$ m og helning bak mur på 1:1,5 finnes:

Senteravstand mellom fjellbolter:	0,6 m
Diameter på fjellbolt:	ø 25
Forankringslengde (forutsatt fast fjell):	2,5 m

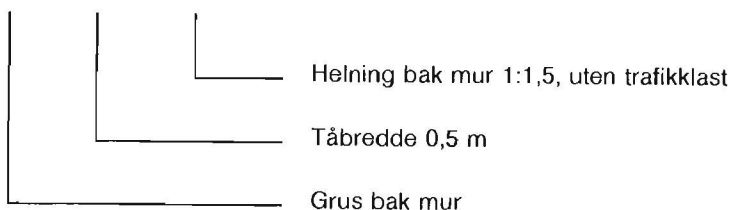
034.6 TVERRARMERING I SÅLE OG VERTIKALARMERING I VEGG

I fig. 032.16 er det vist et armeringsoppsett for støttemur på fjell med høyde lik 5,0 m. Det er i figuren lagt inn en minimums-armering for alle pos.nr., men for en del murtyper er ikke denne minimums-armeringen tilstrekkelig. Det er derfor listet opp murtype og armeringsmengder for de tilfeller som ikke er innbefattet av minimums-armeringen for det aktuelle pos.nr.

For å gjøre tabellen forståelig er det laget en kode for de forskjellige murtyper. Forklaringen på koden er vist som et eksempel på side 47 (pkt. 032.5.1).

Basert på opplysninger i pkt. 034.2 blir koden for dette eksemplet:

G - 0,5 - 1:1,5



Armeringen blir følgelig:

Pos.nr.	Armering	Merknader
P1	ø 16 c 150	Dekkes av min. armering
P2	ø 25 c 150	Her finnes tilfellet G - 0,5 - 1:1,5 blant unntakene fra min. arm. i listen nedenfor.
P3	ø 20 c 150	Dekkes av min. armering
P4	ø 20 c 200	Fordi G - 0,5 - 1:1,5 dekkes av X - X - 1:1,5
P5, P6	ø 20 c 150	Fordi G - 0,5 - 1:1,5 dekkes av X - X - 1:1,5
P7, P8	ø 16 c 300	Dekkes av min. armering

Høyde H_p for P_1 finnes fra fig. 032.11, $H_p = 3,6$ m.

034.7 LANGSGÅENDE ARMERING

Langsgående armering i såle og vegg tas fra fig. 032.30.

P9	vegg	ø 12 c 150
P9	såle	ø 12 c 200

034.8 ARMERINGSTEGNINGER OG BØYELISTER

På grunnlag av armeringsmengdene funnet i pkt. 034.6 og 034.7 samt forankrings- og omfaringslengder fra fig. 032.9 kan armeringstegninger og bøyelister utarbeides. Ved bruk av normalen skal slike tegninger samt forskalningstegninger alltid utarbeides.

VEDLEGG

GEOTEKNISK GRUNNLAG FOR BEREGNING AV STØTTEMURER OG LANDKAR

INNHALDSFORTEGNELSE

1.0	INNLEDNING	1
2.0	DIMENSJONERINGSGRUNNLAG	
2.1	Grensetilstander	2
2.2	Masser bak, foran og under mur	2
2.3	Nyttelast	4
2.3.1	Nyttelast på støttemur	4
2.3.2	Trafikklast på landkar	5
2.3.3	Trafikklast på fylling inntil landkar	5
2.4	Dimensjonerende bæreevne, materialkoeffisient γ_m og mobiliseringsgrad f for løsmasser	6
2.5	Ruhet r	10
2.6	Dimensjonering av betong	10
3.0	BEREGNINGSMODELL FOR STØTTEMUR OG LANDKAR PÅ LØSMASSER/FJELL	
3.1	Innledning	11
3.2	Dimensjoneringsgrunnlag	12
3.3	Jordtrykksberegninger	13
3.3.1	Jordtrykkskoeffisient K_A	13
3.3.2	Jordtrykk P_A , skjærkraft T_A	15
3.4	Bæreevneberegninger for støttemur og landkar på løsmasser	17
3.4.1	Dimensjonerende lastvirkninger på undergrunnen.	17
3.4.2	Kontroll av dimensjonerende bæreevne på effektivspenningsbasis, horisontalt eller skrått terreng foran støttemur og landkar	20
3.4.3	Landkar fundamentert på sprengsteinsfylling	23
3.5	Kontroll av dimensjonerende bæreevne på totalspenningsbasis, horisontalt eller skrått terreng foran støttemur og landkar	31
3.6	Bæreevneberegninger for støttemur og landkar på lagdelt grunn.	33
3.7	Bæreevneberegninger for støttemur og landkar på fjell	34
3.7.1	Dimensjonerende lastvirkninger på undergrunnen.	34
3.7.2	Kontroll mot glidning, kontroll av såltrykk	38
4.0	BEREGNING AV FJELLBOLTER	
4.1	Innledning	40
4.2	Dimensjonering	40
4.3	Bruk av fjellbolter	40
4.4	Beregning av nødvendig inngysningslengde	41
4.5	Utførelse og kontroll	45
	LITTERATURHENVISNINGER	46

1. INNLEDNING

Denne rapporten inneholder det geotekniske grunnlaget for beregning av støttemurer og landkar.

I kapittel 2 finnes oversikt over alle parametre som inngår i beregningsmodellen. Kapittel 3 og 4 inneholder en detaljert beskrivelse på beregningsprosedyren for støttemur/landkar fundamentert både på løsmasser og fjell.

Det er denne rapporten som er lagt til grunn for både støttemurnormalen og landkarnormalen (Håndbok 100 - Bruprosjektering 03 og 04 [5] og [6]) og rapporten er ment å være et supplement til disse håndbøkene.

2. DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

2.1 Grensetilstander

Ifølge NS 3479 pkt. 1.3 [1] skal en konstruksjon dimensjoneres for følgende grensetilstander for betongen:

1. Bruddgrensetilstanden
2. Utmattingsgrensetilstanden
3. Ulykkesgrensetilstanden
4. Bruksgrensetilstande

I det etterfølgende behandles brudd- og bruksgrensetilstandene, men det understrekes at det kan være nødvendig å kontrollere konstruksjonene også for øvrige grensetilstander.

2.2 Masser bak, foran og under mur

Oppfylling og fundamentering utføres i henhold til kapittel 03 [5].

Som fyllmasser skal benyttes drenerende, ikke telefarlige materialer av sand, grus eller sprengstein.

Foreligger det ikke nærmere undersøkelser, kan materialkonstantene i fig. 2.1 benyttes.

Plassering		Materiale		Tyngdetetthet kN ^y /m ³	Karakteristisk indre friksjonsvinkel		Attraksjon γ kN/m ²
					φ	tg φ	
Bak og foran landkar	Tilførte, ikke kompr. masser	Sprengstein		19	42	0,90	0
		Grus		19	38	0,78	0
		Sand		18	36	0,73	0
	Naturlige, ikke komprimerte, masser	Grus		19	35	0,70	0
		Sand		17	33	0,65	0
		Silt		18	31	0,60	0
		Leire og leirig silt	Fast**	19	26	0,49	0
			Bløt**	19	20	0,36	0
Under landkarsåle	Tilførte, kompr. masser	Sprengstein***		19	42 (45)	0,90 (1,0)	10
		Grus****		19	38 (40)	0,78 (0,84)	10
		Sand		18	36	0,73	10
	Naturlige, ikke komprimerte masser	Grus	Fast	19	38	0,78	10
			Bløt	18	36	0,73	5
		Sand	Fast	18	36	0,73	10
			Bløt	17	33	0,65	5
		Silt	Fast	19	33	0,65	10
			Bløt	18	31	0,60	5
		Leire og leirig silt	Fast**	19	26	0,49	5
Bløt**			19	20	0,36	0	

* Sprengstein. Gjelder også maskinkult

** Leire (eller leirig silt), styrkeparameterne må bestemmes på uforstyrrede prøver

*** For sprengstein av god kvalitet brukt under konstruksjonen kan verdier i () benyttes

**** For grus av god kvalitet brukt under konstruksjonen kan verdien () benyttes

Fig. 2.1 Veiledende verdier for materialkonstanter for masser bak og foran veggen (øverste del av tabellen) samt for masser under sålen (nederste del av tabellen)

2.3 Nyttelast

2.3.1 NYTTELAST PÅ STØTTEMUR

Nyttelasten regnes ekvivalent med en jevnt fordelt nyttelast p.

Det skilles mellom følgende to tilfelle:

l) Nyttelast på bakfyllmasse uten veitrafikklast

$$p = 5 \text{ kN/m}^2 \quad (p \cdot \gamma_f = 5 \cdot \gamma_f \text{ kN/m}^2)$$

l) Nyttelast på bakfyllmasse med veitrafikklast

$$p = 20 \text{ kN/m}^2 \quad (p \cdot \gamma_f = 20 \cdot \gamma_f \text{ kN/m}^2)$$

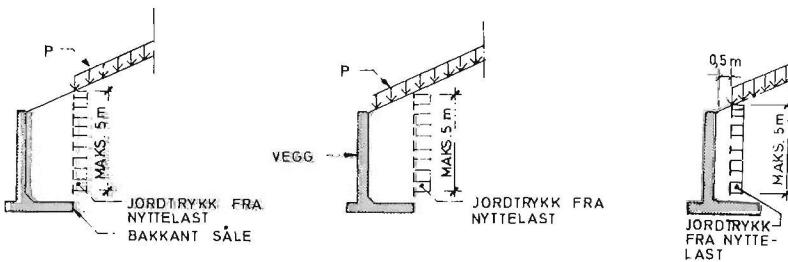
γ_f er i henhold til "Lastforskrifter for bruer og ferjekaier" [7].

Ved bæreevneberegninger regnes i denne modell nyttelasten p virkende fra bakkant såle og bakover som vist på fig. 2.2 (a). Slik regnemodellen er utformet vil nyttelast over sålen gi stabiliserende bidrag og derfor ikke representere det ugunstigste lasttilfellet.

Ved dimensjoneringen av sålen regnes nyttelasten p virkende helt inn til veggen som vist på fig. 2.2 (b).

Ved dimensjoneringen av vegg regnes nyttelasten p virkende helt inn til 0,5 m fra veggen som vist på fig. 2.2 (c).

For lave murer på bløt grunn kan det være riktig å kontrollere bæreevnen også for det tilfellet at p virker helt fram til veggen.



a) Modell ved bæreevneberegning

b) Modell ved dimensjonering av såle

c) Modell ved dimensjonering av vegg

Fig. 2.2 Regnemodeller for lastvirkninger fra nyttelast. Tilsvarende snitt benyttes også for lastvirkninger fra jordtrykk fra fylling bak mur.

2.3.2 TRAFIKKLAST PÅ LANDKAR

Trafikklaster regnes økivalent med jevnt fordelte belastninger, som inkluderer virkning av bremsing og komprimering bak konstruksjonene.

I henhold til [7] er lastene følgende:

For brubredder over 6 m belastes et 6 m bredt felt med

$$\begin{aligned} p &= 20 \text{ kN/m}^2 \text{ og den øvrige del med} \\ p &= 3 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

For brubredder mellom 3 m og 6 m belastes et 3 m bredt felt med

$$\begin{aligned} p &= 20 \text{ kN/m}^2 \text{ og den øvrige del med} \\ p &= 3 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Lastene multipliseres med γ_f i henhold til [7]

Føltene på henholdsvis 6 m og 3 m plasseres i veiens tverretning i ugunstigste stilling på kjørebane.

Trafikklasten på vegfyllingen kan opptre samtidig med en trafikklast på brua på 9 kN/m pr. lastfelt.

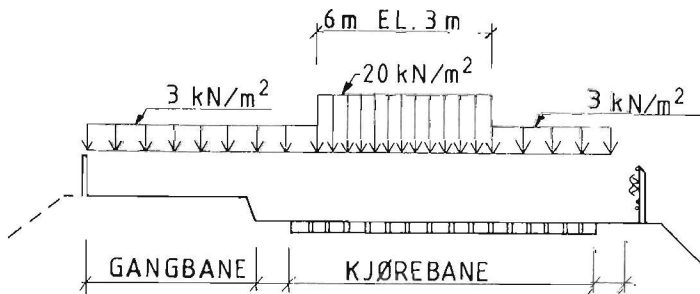


Fig. 2.3 Nyttelast på bakfyllmassene landkar for kjørebru

For både støttemur og landkar skal nyttelasten kun regnes virkende ned til en dybde på maks. 5 m fra ok terreng ved bakkant såle, som vist på fig. 2.2. I det følgende regnes jordtrykket fra nyttelasten alltid virkende ned til uk såle, da det i modellen kun behandles konstruksjoner med høyde opp til 5 m.

2.3.3 TRAFIKKLAST PÅ FYLLING INNTIL GANG- OG SYKKELVEGBRUE

Vegfylling inntil g/s-bruer belastes med et opptil 2,5 m bredt felt med

$$p = 10 \text{ kN/m}^2$$

Lasten multipliseres med γ_f i henhold til [7].

Lasten plasseres på ugunstigste måte i tverretningen.

Trafikklasten på vegfyllingen kan opptre samtidig med lasttype G1 dvs. en flatelast på 4 kN/m² på brua.

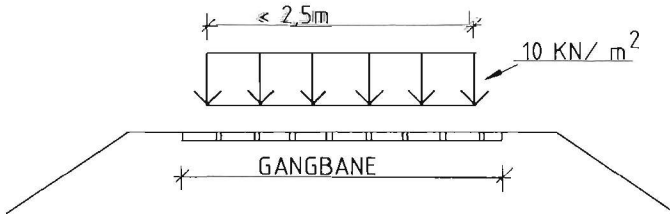


Fig. 2.4 Nyttelast på bakfyllmassene

2.4 Dimensjonerende bæreevne, materialkoeffisient γ_m og mobiliseringsgrad f for løsmasser

For alle jordarter under sålen kontrolleres den dimensjonerende bæreevne på effektivspenningsbasis ($\alpha\phi$ -analyse). De beregninger som er vist i modellen angår langtidsstabilitet og er gyldige for grov silt til stein, dvs. masser der en rask pålasting ikke resulterer i poretrykksreaksjoner som kan forårsake grunnbrudd.

Finnes det kohesjonsjordarter (s_u -materialer) innen en dybde av $1,5 \cdot B$ under sålen (B er sålebredden), kan det være aktuelt også å kontrollere den dimensjonerende bæreevne på totalspenningsbasis (s_u -analyse og/eller ADP analyse). *)

Det benyttes materialkoeffisienter som er angitt i det følgende. Disse er basert på [2].

Materialkoeffisienten γ_m bestemmes ut fra bruddmekanisme og skadekonsekvens. Dette er krav for å hindre overbelastning av materialet.

Mobiliseringsgraden f bestemmes ut fra konstruksjonens fleksibilitet og grunnens beskaffenhet. Dette er en vurdering av hvor meget av skjærstyrken som er mobilisert.

Mobiliseringsgraden er her definert som forholdet mellom den opptredende (mobiliserte) skjærspenning τ og den karakteristiske skjærstyrke τ_k i løsmassene.

$$f = \frac{\tau}{\tau_k}$$

*) Dette tar vare på korttidsstabiliteten som kan være dimensjonerende. Analyse av korttidsstabilitet på effektivspenningsbasis fordrer kjennskap til parametre for poretrykksreaksjon. Slike beregninger må utføres av geoteknik sakkyndige.

For å velge γ_m og f fordres en total vurdering av murens og grunnens egenskaper.

Valg av γ_m og f er separate operasjoner, men verdiene bør vurderes i sammenheng. Tillates eksempelvis en lav γ_m i fig. 2.5, kan mobiliseringsgraden vurderes noe høyere enn den ellers ville ha blitt.

Den største av verdiene for γ_m eller $1/f$ velges som dimensjonerende.

Effektivspenningsanalyse:

Materialkoeffisienten γ_m bestemmes ut fra fig. 2.5.

Skade- konsekvens (kfr. [1] pkt. 1.5)	Bruddmekanisme (kfr. [2] pkt. 3.2.2)		
	Seigt (dilatant)	Nøytralt	Sprøtt (kontraktant)
Mindre alvorlig	1,2	1,3	1,4
Alvorlig	1,3	1,4	1,5
Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

Fig. 2.5 Materialkoeffisienter, γ_m for jord ved effektivspenningsanalyse (pkt. 5.1.2 i [2])

Eksempler på bruk av fig. 2.5:

- a) Muren støtter opp sterkt trafikert riksvei, hvor brudd er meget alvorlig. Grunnen består av kvikkleire (sprø-brudd). Velger $\gamma_m = 1,6$.
- b) Konstruksjon, der brudd kun kan få mindre alvorlige konsekvenser. Grunnen beestår av seig leire, og massen bak muren består av velgradert grus og sand (seigt dilatant). Velger $\gamma_m = 1,2$.

I tilfeller hvor sprø og seige materialer samvirker, må det tas hensyn til at de sprø materialer kan gå til brudd før skjærstyrken i det seige materiale er fullt mobilisert.

Materialkoeffisienten kan være forskjellig for bakfyllmasse og undergrunn.

Mobiliseringsgraden f brukes bare for beregning av jordtrykk, og ikke for bæreevne.

Mobiliseringsgraden f og inversverdien $1/f$ bestemmes ut fra fig. 2.6 og fra formelen:

$$f = \frac{1}{2 - s_{brudd}}$$

$$f = \frac{1}{2 - \frac{tg \beta}{tg \phi}}$$

hvor β = helning av bakenforliggende terreng.

Undergrunn	Veggens fleksibilitet		
	Fleksibel	Normal	Stiv
	f / $1/f$	f / $1/f$	f / $1/f$
Myk	0,9 / 1,11	0,8 / 1,25	0,7 / 1,43
Middels	0,8 / 1,25	0,7 / 1,43	0,6 / 1,67
Fast / Fjell	0,7 / 1,43	0,6 / 1,67	0,5 / 2,0

Fig. 2.6 Mobiliseringsgrad f og $1/f$

Den største verdi av f (minste verdi av $1/f$) bestemt av formelen eller fig. 2.6 benyttes.

Eksempler på bestemmelse av f :

- En stiv mur fundamenteres på fjell. Veggens gir lite etter for jordtrykket. Derfor mobiliseres lite av bakfyllmassens skjærstyrke. Velger $f = 0,5$, $1/f = 2,0$. Denne verdi sammenlignes med f fra formelen og den største verdi av f benyttes.
- En fleksibel mur fundamenteres på myk undergrunn. Veggens gir etter for jordtrykket, slik at en vesentlig del av bakfyllmassens skjærstyrke mobiliseres. Velger $f = 0,9$, $1/f = 1,11$. Denne verdi sammenlignes med f fra formelen og den største verdi av f benyttes.

For støttemurer av armert jord brukes normal fleksibilitet.

Totalspenningsanalyse

Materialkoeffisienten γ_m bestemmes ut fra fig. 2.7.

Skade- konsekvens (kfr. [1] pkt. 1.5)	Bruddmekanisme (kfr. [2] pkt. 3.2.2)		
	Seigt (dilatant)	Nøytralt	Sprøtt (kontraktant)
Mindre alvorlig	1,4	1,55	1,7
Alvorlig	1,55	1,7	1,85
Meget alvorlig	1,7	1,85	2,0

Fig. 2.7 *Materialkoeffisienter, γ_m for jord ved totalspenningsanalyse (pkt. 5.1.1 i [2]. Tabellen er laget spesielt for denne regnemodellen)*

Mobiliseringsgraden f og $1/f$ bestemmes som for effektivspenningsanalyse (kfr. fig. 2.6 og formel for f)

Siden deformasjonene av en mur er mindre i bruksgrensetilstanden enn i bruddgrensetilstanden, skulle mobiliseringsgraden f være noe mindre i bruksgrensetilstanden enn i bruddgrensetilstanden. Det er imidlertid her valgt å benytte fig. 2.6 for begge tilstander. Det er likeledes valgt å benytte samme materialkoeffisient γ_m i brudd- og bruksgrensetilstanden.

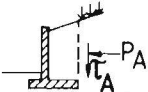
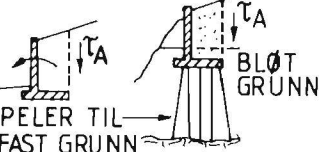
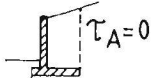
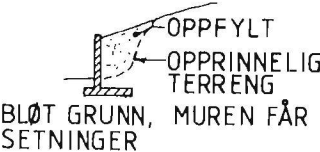
I regnemodellen er det forutsatt at bæreevnen for fundamentsålen kun beregnes for bruddgrensetilstanden. Dersom materialene under fundamentsålen er sprø (kontraktante), som for eksempel for kvikkleire, og de jordtrykksgivende massene ikke er det, skal geoteknisk sakkyndig kontaktes.

Beregning av jordtrykket mot muren utføres etter denne modellen både for bruddgrensetilstanden og bruksgrensetilstanden, og muren dimensjoneres for den mest kritiske av disse.

2.5 Ruhet r

Ruheten r bestemmes ut fra fig. 2.8. Samme verdi benyttes for r både i brudd- og bruksgrensetilstanden.

Disse ruhetsverdiene gjelder kun for masser bak mur.

	r	Eksempler
<p>Muren roterer om sålen eller forskyves utover. Eller massene bak muren setter seg mer enn muren. Skjærspenningen τ_A er nedadrettet.</p>	Den minste av verdiene f eller $1/\gamma_m^*)$	
<p>Ingen relativ bevegelse ^{**)} mellom muren og de bakenforliggende massene. Skjærspenningen $\tau_A = 0$.</p>	0, 0	
<p>Muren synker i forhold til det bakenforliggende terreng. Skjærspenningen τ_A er oppadrettet.</p>	-0, 5	

*) γ_m finnes fra fig. 2.5 og f fra fig. 2.6 og formel for f

$$\text{Er } \frac{1}{\gamma_m} < f \text{ blir } r = \frac{1}{\gamma_m}$$

$$\text{Er } \frac{1}{\gamma_m} > f \text{ blir } r = f$$

Fig. 2.8 Ruhet r

2.6 Dimensjonering av betong

Betongdimensjoneringen utføres i henhold til NS 3473 3. utgave nov. 89 [3].

3. BEREGNINGSMODELL FOR STØTTEMUR OG LANDKAR PÅ LØSMASSER/FJELL

3.1 Innledning

I det følgende er det satt opp en modell for beregning av støttemurer fundamenterert på henholdsvis løsmasser og fjell. For landkar er beregningsprosedyren identisk med prosedyren for støttemurer med noen unntak som blir behandlet spesielt. Modellen er regnet gyldig for murer med høyde opp til ca. 5 m.

Modellen er basert på dimensjoneringsgrunnlaget gitt i kapittel 2.

Dessuten henvises det til [2], samt støttemurnormal [5] og landkarnormal [6].

I regnemodellen er det forutsatt at bæreevnen for fundamentsålen kun beregnes i bruddgrensetilstanden. Jordtrykket mot muren beregnes både for bruddgrensetilstanden og bruksgrensetilstanden, og muren dimensjoneres for den mest kritiske av disse tilstander. Det kan være nødvendig også å kontrollere konstruksjonene for øvrige grensetilstander.

Ved oppfylling av masser foran konstruksjonen skal jordstøtte fra den oppfylte massen neglisjeres ved stabilitetsundersøkelser og ved dimensjonering av betong.

Ved permanent oppfylling foran konstruksjonen vurderes for det enkelte tilfelle, hvorvidt økningen i løsmassens bæreevne på grunn av fyllmassens overlageringstrykk kan medtas.

Det forutsettes at grunnvannstanden er under underkant såle.

Klassifisering og spesifiserte krav til materialene under konstruksjonen og i fyllmassen er gitt i pkt. 031.6 - 031.12 [5].

Komprimeringsfasen er ikke regnet dimensjonerende og er derfor ikke behandlet i det følgende. En forutsetning for dette er at det ikke brukes tyngre utstyr enn angitt i pkt. 031.12.

For dimensjoneringsgrunnlag, jordtrykksberegninger og dimensjonering av betong er prosedyren den samme for støttemur/landkar på løsmasser og støttemur/landkar på fjell.

For bæreevneberegningene er prosessen forskjellig, hvilket gjør at dette avsnitt er delt opp i avsnitt 3.4 (konstruksjon på løsmasser) og avsnitt 3.7 (konstruksjon på fjell).

Bæreevneberegningene utføres i bruddgrensetilstanden, mens dimensjoneringen av betong og armering utføres både i brudd- og bruksgrensetilstanden. Imidlertid antas bruksgrensetilstanden vanligvis å bli dimensjonerende for betong og armering.

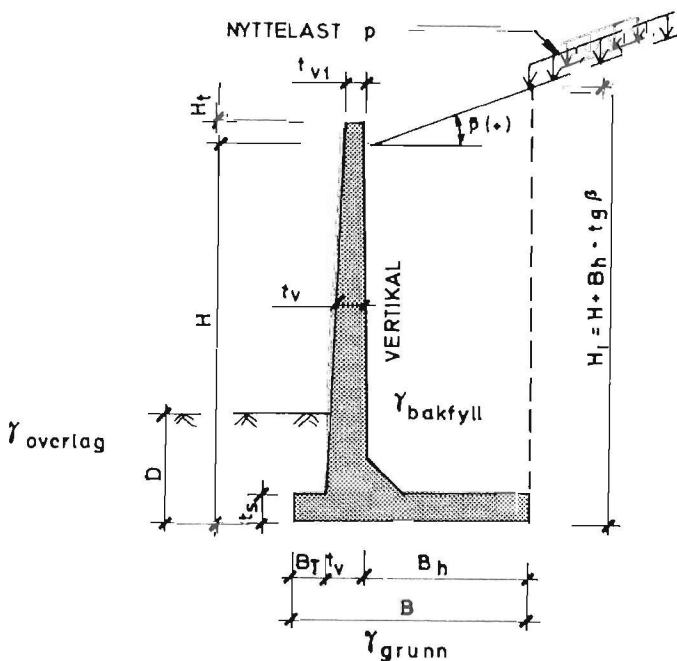


Fig. 3.1 Målangivelser

3.2 Dimensjoneringsgrunnlag

Før det kan startes med dimensjonering av støttemuren (evt. landkaret) må det ved hjelp av kapittel 1 bestemmes hvilke parametre som skal benyttes for det aktuelle tilfellet.

3.3 Jordtrykksberegninger

Symboler som ikke er forklart i teksten er vist på figurene.

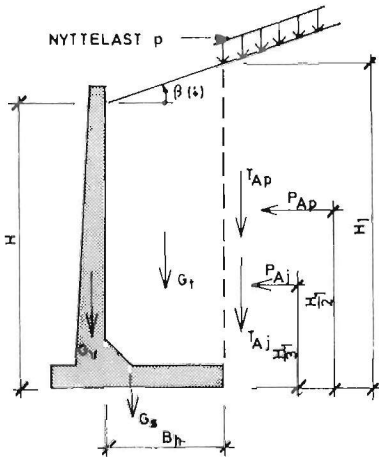


Fig. 3.2 Laster

3.3.1 Jordtrykkskoeffisient K_A

For $\gamma_m \geq \frac{1}{f}$:

$$tg \rho = \frac{tg \phi}{\gamma_m}$$

For $\gamma_m < \frac{1}{f}$:

$$tg \rho = f \cdot tg \phi$$

ϕ er angitt i pkt. 2.2

γ_m, f er angitt i pkt. 2.4

r er angitt i pkt. 2.5

For $\beta = 0$:

K_A finnes fra fig. 3.3

For $\beta > 0$:

K_A finnes fra fig. 3.4

hvor: $t = (1 + r)(1 - s)$ der $[0 < t < 4]$

$s = \text{tg } \beta / \text{tg } \rho$

$s_{\text{brudd}} = \text{tg } \beta / \text{tg } \phi$

For $s_{\text{brudd}} < 1 < s$ settes $s = 1$ som gir $t = 0$

For $s_{\text{brudd}} \geq 1$ må β reduseres p.g.a. rasfare.

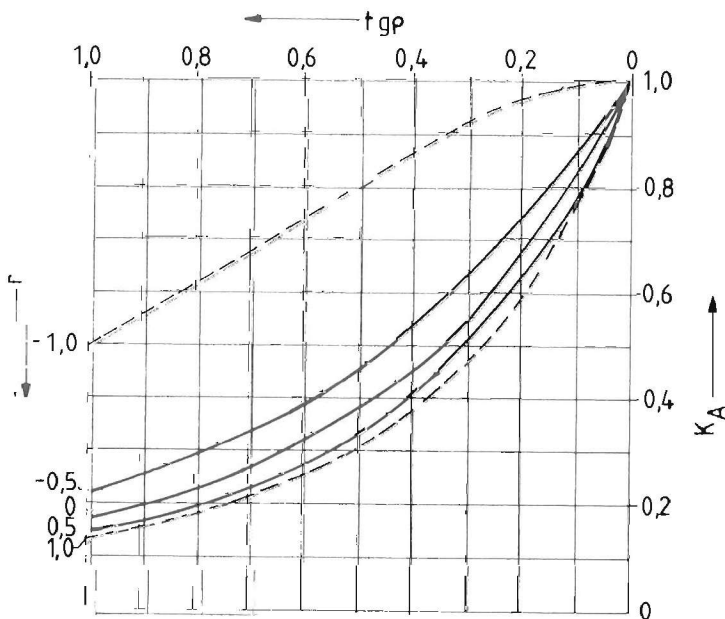


Fig. 3.3 Jordtrykkskoeffisient K_A for $\beta = 0$

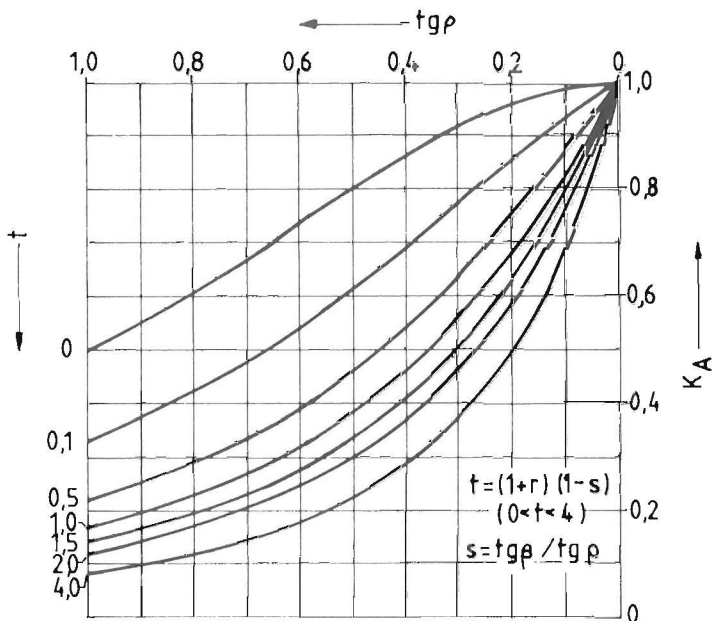


Fig. 3.4 Jordtrykkskoeffisient K_A for $\beta > 0$

3.2.2 Jordtrykk P_{At} skjærkraft T_A

Jordtrykkspenning:

$$p_A = K_A (p_v + a) - a$$

hvor: p_v = vertikalt effektivtrykk

$a = 0$ for alle jordarter bak og foran støttemur/landkar (kfr. pkt. 2.2.)

Jordtrykksresultant for $a = 0$:

$$P_A = K_A \cdot P_v$$

Jordtrykket kontrolleres for glideflate, såvel i tilbakefyllingsmasse som i bakenforliggende terreng, kfr. fig. 3.5.

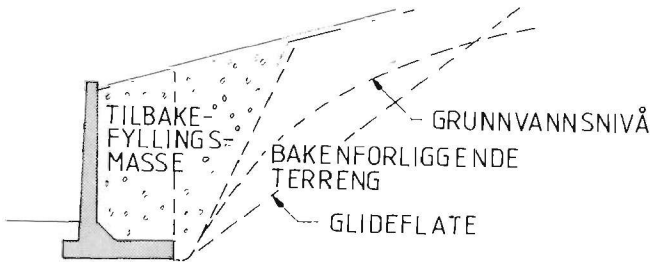


Fig. 3.5 Glideflater

I begge tilfelle settes attraksjonen $a = 0$ ved jordtryksberegning etter denne modellen. Der naturlig terreng (bakenforliggende terreng) har høy a , kan det være riktig å ta med attraksjonsbidraget. Regnemodellen gitt i denne rapport kan da ikke benyttes.

Ved beregning av bæreevne og lokalstabilitet tas attraksjonsbidraget med.

Denne regnemodell dekker ikke tilfeller der glideflaten for den jordtrykksgivende kilen bak støttemuren ligger helt eller delvis under grunnvannsnivået som vist på fig. 3.5.

Skjærspenning:

$$\tau_A = r (p_A + a) \operatorname{tg} \rho$$

Skjærkraft for $a = 0$:

$$T_A = r \cdot P_A \cdot \operatorname{tg} \rho$$

Jordtryksresultant P_{Aj} skjærkraft T_A fra jordlast ($a = 0$):

$$P_{Aj} = K_A \cdot \gamma_{\text{bakfyll}} \cdot \gamma_f H_1^2 \cdot \frac{1}{2}$$

$$P_A \text{ angriper i høyde } \frac{H_1}{3} \text{ fra uk såle}$$

$$T_{Aj} = r \cdot P_{Aj} \cdot \operatorname{tg} \rho$$

Jordtrykksresultant P_{Ap} , skjærkraft T_{Ap} fra jevnt fordelt nyttelast (regnet vertikalt på horisontalprojisert flate) ($\alpha = 0$):

$$P_{Ap} = K_a \cdot p \cdot \gamma_f \cdot H_1$$

P_{Ap} angriper i høyde $\frac{H_1}{2}$ fra uk såle

$$T_{Ap} = r \cdot P_{Ap} \cdot \text{tg } \rho$$

3.4 Bæreevneberegninger for støttemur og landkar på løsmasser

3.4.1 DIMENSJONERENDE LASTVIRKNINGER PÅ UNDERGRUNNEN

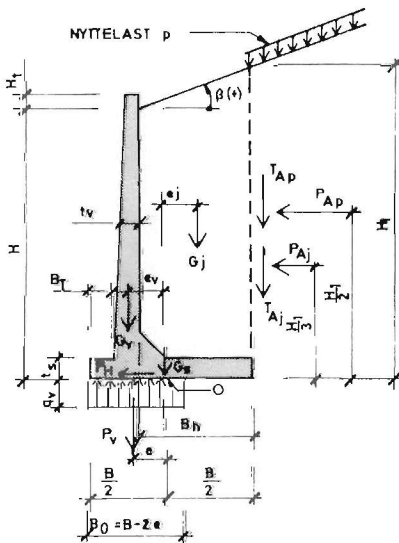


Fig. 3.6 Mur på løsmasser

Vertikallaster og eksentrisiteter i forhold til pkt. 0:

Såle:

$$G_s = B \cdot t_s \cdot \gamma_{\text{betong}} \cdot \gamma_f$$

$$e_s = 0$$

Vegg:

$$G_v = (H - t_s + H_t) \cdot t_v \cdot \gamma_{\text{betong}} \cdot \gamma_f$$

$$e_v \approx \frac{1}{2} B - B_T - \frac{1}{2} t_v$$

hvor: t_v = gjennomsnittlig veggtykkelse. Dersom veggtykkelsen har stor variasjon over høyden kan det være nødvendig å ta hensyn til dette ved utregning av eksentrisiteten.

$$\gamma_{\text{betong}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

Jordmasse over såle:

$$G_j \approx \left[(H - t_s) B_h + \frac{1}{2} \cdot \text{tg } \beta \cdot B_h^2 \right] \gamma_{\text{bakfyll}} \cdot \gamma_f$$

$$\text{hvor } \gamma_f = 1,0$$

$$e_j \approx \frac{1}{2} (B - B_h)$$

I henhold til NS 3479 pkt. 1.8.2 [1], vil det for stabiliteten i bruddgrensetilstanden være mest ugunstig å sette lastkoeffisienten til 1,0 for stabiliserende laster, som med sikkerhet vil opptre.

For G_s og G_v (begge egenlaster gjelder for muren) skal det brukes samme lastkoeffisient. Det vurderes hvilken lastkoeffisient som er mest ugunstig.

Total vertikallast:

$$P_v = G_s + G_v + G_j + T_{Aj} + T_{Ap}$$

Total horisontallast på vegg:

$$P_H = P_{Aj} + P_{Ap}$$

Moment om pkt. 0 (kfr. fig. 3.6):

$$M_o = G_s \cdot 0 + G_v \cdot e_v - G_j \cdot e_j + P_{Aj} \cdot \frac{H_1}{3} - T_{Aj} \cdot \frac{B}{2} + P_{Ap} \cdot \frac{H_1}{2} - T_{Ap} \cdot \frac{B}{2}$$

Grunntrykksresultantens eksentrisitet regnet fra pkt. o:

$$e = \frac{M_o}{P_v}$$

Grunntrykket regnes konstant i trykksone som angitt på fig. 3.6.
Bredde av trykksone:

$$\begin{aligned} B_o &= 2\left(\frac{B}{2} - e\right) \\ &= B - 2e \end{aligned}$$

Vertikalt effektivt såletrykk:

$$q_v = \frac{P_v}{B_o}$$

Midlere horisontal skjærspenning over effektivt areal:

$$\tau_h = \frac{P_H}{B_o}$$

3.4.2 KONTROLL AV DIMENSJONERENDE BÆREEVNE PÅ EFFEKTIV-SPENNINGSBASIS, HORISONTALT ELLER SKRÅTT TERRENG FORAN STØTTEMUR OG LANDKAR

Det forutsettes at grunnvannstanden er under underkant såle.
Ruhet for masser under mur

$$r_b = \frac{\bar{t}_h}{(\bar{q}_v + a - \Delta \bar{u}_b) \tan \rho}$$

hvor: $a =$ attraksjon for masser under såle:
 a finnes fra fig. 2.1

$\Delta u_b =$ udrenert poreovertrykk, fig. 3.13
riktig verdi av Δu_b finnes ved hjelp av iterasjon

$$\tan \rho = \frac{\tan \phi_{grunn}}{\gamma_m}$$

γ_m er angitt i pkt. 2.4
 ϕ_{grunn} finnes fra fig. 2.1

Krav 1 for horisontalt terreng foran støttemur og landkar

$r_b \leq 0,9$ for sand , grus og sprengstein under såle

$r_b \leq 0,8$ for leire og silt under såle. Det forutsettes at leire/silt er uforstyrret, drenert og ufrossen, slik at ikke fundamentet kan gli på sølete eller tinede masser (se fig. 031.2 [5]).

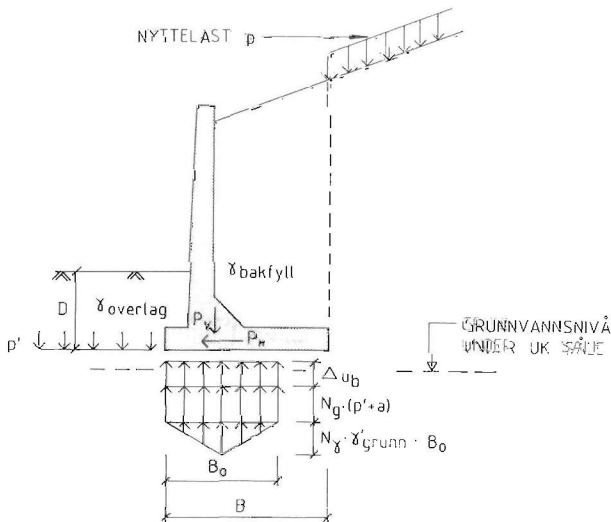


Fig.3.7 Spenningsfordeling under såle, horisontalt terreng foran mur

Krav 2 for horisontalt terreng foran støttemur og landkar

$$\bar{q}_v \leq \bar{\sigma}_v = N_q (p' + a) + \frac{1}{2} N_y \cdot \gamma'_{grunn} \cdot B_o - N_u \cdot \Delta u_b - a$$

- hvor:
- σ_v = midlere effektiv vertikal bæreevne
 - N_q = bæreevnefaktor som finnes fra fig. 3.11
 - N_y = bæreevnefaktor som finnes fra fig. 3.12
 - p' = $\gamma_{overlag} \cdot D$ = vertikalt effektivt overlagingstrykk ved uk såle
 - N_u = bæreevnefaktor som finnes fra fig. 3.14
 - Δu_b = udrenert poreovertrykk som finnes fra fig. 3.13. $\Delta u_b = 0$ for sand, grus og sprængstein under såle. Det må vurderes om massene foran støttemuren midlertidig kan bli fjernet. Kfr. pkt. 3.1.
 - γ'_{grunn} = midlere effektiv tyngdetetthet under såle = $\gamma - 10$ kN/m²
 - a = attraksjon for masser under såle

(Dersom verdier av γ og a ikke foreligger, kan fig. 2.1 benyttes)

$$q_v = \frac{P_{vd} + \Delta P_{vu}}{B_o}$$

Krav 1 for skrått terreng foran støttemur og landkar

For landkar fundamentert på sprengsteinsfylling se eget krav i pkt. 3.4.3.

$r_b \leq 0,8$ for grus og sprengstein under såle

$r_b \leq 0,7$ for leire, silt og sand under såle. (Kfr. fig. 031.2 [5]).

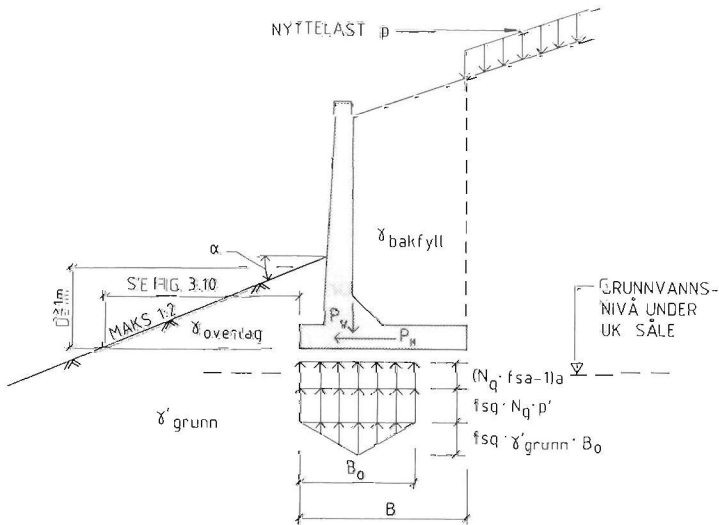


Fig.3.8 Spenningsfordeling under såle, skrått terreng foran mur

Krav 2 for skrått terreng foran støttemur og landkar

For skrått terreng foran mur korrigeres bæreevnefaktorene N_q og N_y med faktorene f_{sq} og f_{sa}

$$q_v \leq \sigma_v = f_{sq} \left[N_q \cdot p' + \frac{1}{2} N_y \cdot \gamma'_{grunn} \cdot B_0 \right] + \left[N_q \cdot f_{sa} - 1 \right] \cdot a - N_u \cdot \Delta_{ub}$$

hvor: f_{sq} og f_{sa} = korreksjonsfaktor som finnes fra fig. 3.15 og fig. 3.16.

3.4.3 LANDKAR FUNDAMENTERT PÅ SPRENGSTEINSFYLLING

Sprengsteinfyllinger med naturlig rasvinkel, på land og i vann, har bedre stabilitet enn tradisjonelle beregningsmetoder viser. Velgradert fylling av sprengt stein kan ikke betraktes som et vanlig friksjonsmateriale. Bruddmekanismen i sprengsteinfylling går mer på fastheten i steinmateriale og ikke glidning mellom korn. Dette gjelder for de spenningsnivåer som er aktuelle.

Dette medfører at krav 2 for skrått terreng foran støttemur er for ugunstig i forhold til hva som i virkeligheten er tilfelle. Det er derfor et eget krav til landkar fundamentert på skråning av sprengstein:

$$\text{Krav: } R_b \leq 0,7$$

For skrått terreng sprengsteinfylling foran landkar korrigeres bæreevnefaktorene N_q og N_γ med en faktor f_s :

$$q_v \leq \sigma_v' = f_{ss} \left[N_q (p' + a) + \frac{1}{2} N_\gamma \cdot \gamma'_{grunn} \cdot B_o \right] - a$$

hvor: f_s = korreksjonsfaktor som finnes fra fig. 3.10

For øvrige betegnelser, kfr. ovenfor.

Ovenstående har følgende forutsetninger:

- Grunnen under fyllinga har tilstrekkelig bæreevne.
- Vel egnede fyllmasser av sprengt stein ($t_{gp} > 0,9$)
- Tilstrekkelig erosjonssikring, spesiell bølgesikring.
- Setningsforhold vurderes i forhold til brutype.

I samband med at det er nye krav for beregning av effektiv vertikal bæreevne er det også nye krav til den horisontale avstand fra landkartå til overflate på sprengsteinskråningen. Se fig. 3.9.

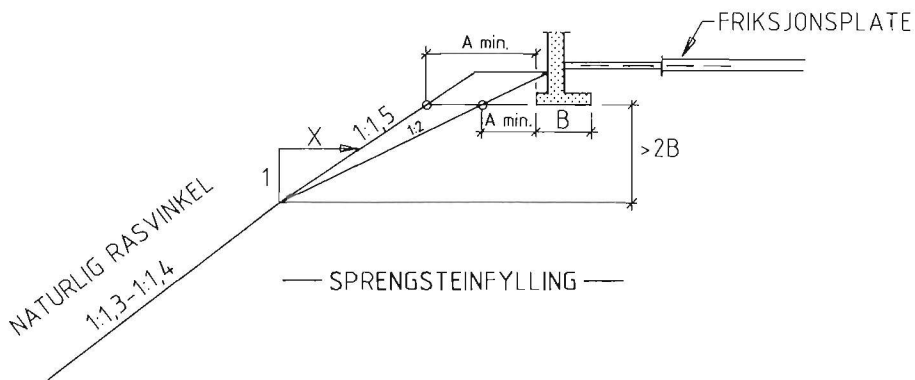



Fig. 3.9 Avstand fra landkartå til skråning



	Skrånings- helning	A_{min}	f_s	Merknad	A_{min} for landkar til g/s-bruer
Fyllingshøyde < 10 m på land					
	1:2	3	0,5	Norm. landkar	2 m
	1:2	2	0,5	Friksjonspl.	"
	1:1,5	3	0,3		"
	1:1,5	2	0,3	Friksjonspl.	"
Fyllings i vann og/eller fyllingshøyde > 10 m					
	1:2	3	0,45		"
	1:2	2	0,45	Friksjonspl.	"
	1:1,5	4	0,25		3 m
	1:1,5	3	0,25	Friksjonspl.	2 m

Fig. 3.10 Fundamentering av landkar på sprengsteinfylling

Verdiene for A_{min} finnes i fig. 3.10.

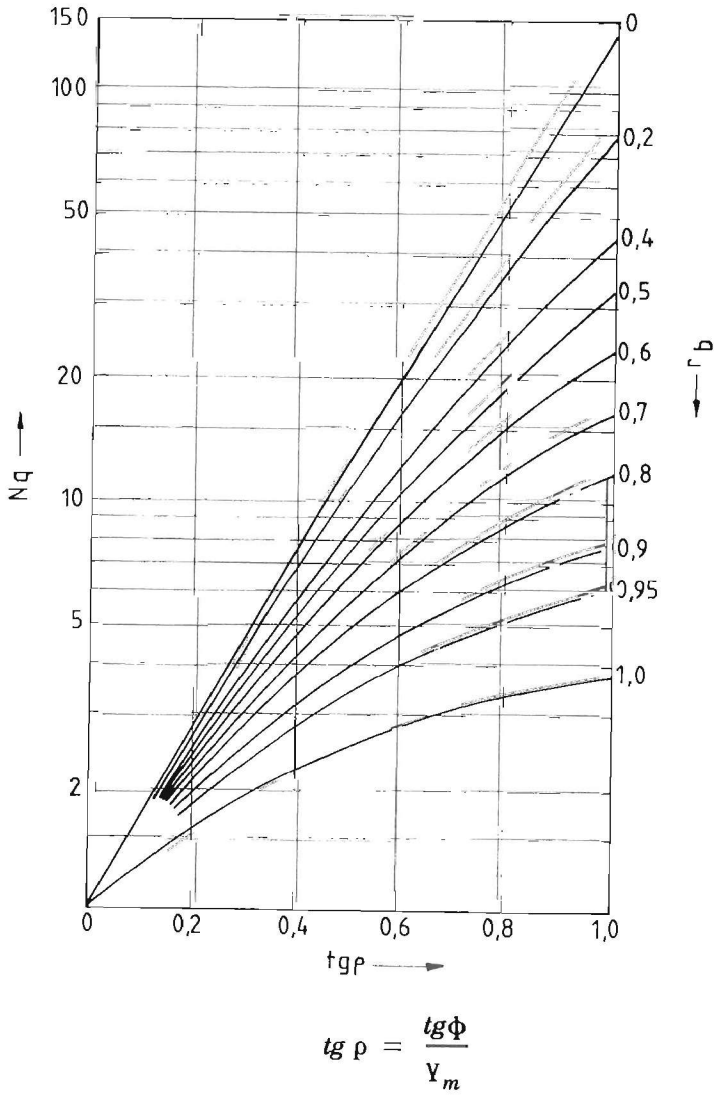


Fig. 3.11 Bæreevnefaktor, N_q

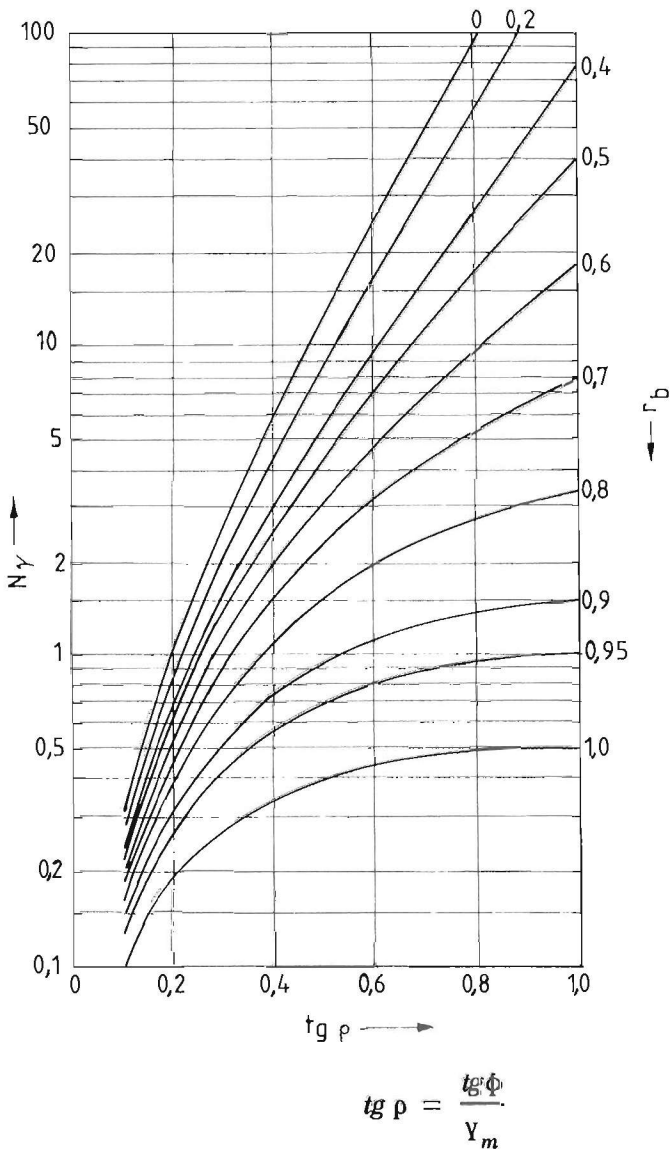
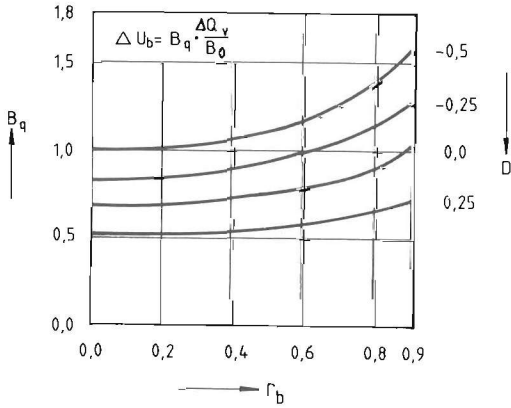


Fig. 3.12 Bæreevnefaktor, N_γ



$$NB! \Delta u_b = B_q \cdot \Delta q_v$$

$$\text{eller } \Delta u_b = B_q \cdot \frac{\Delta Q_v}{B_0}$$

Hvor ΔQ_v er kortvarig last

Fig. 3.13 Udrenert poreovertrykk

Hvor:

Poretryksparameteren D

Umettede og sterkt overkonsoliderte leirer	$D = + 1/2$
Svakt overkonsoliderte leirer	$\bar{D} = 0$
Normalkonsoliderte leirer	$0 \geq D \geq - 1/2$
Kvikkleirer	$- 1/2 \geq D \geq - 1$
PORETRYKKPARAMETEREN D I LEIRE OG LEIRIG SILT	

- Poretrykksrespons-faktor B_q (ubenevnt) finnes av fig. 3.13
- r_b : ruhet (kfr. pkt. 3.4.2)

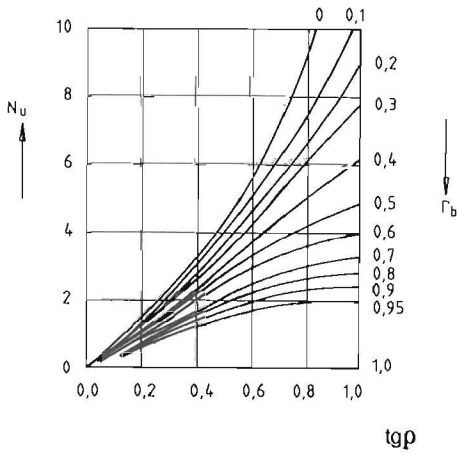


Fig. 3.14 Bæreevnefaktor N_u

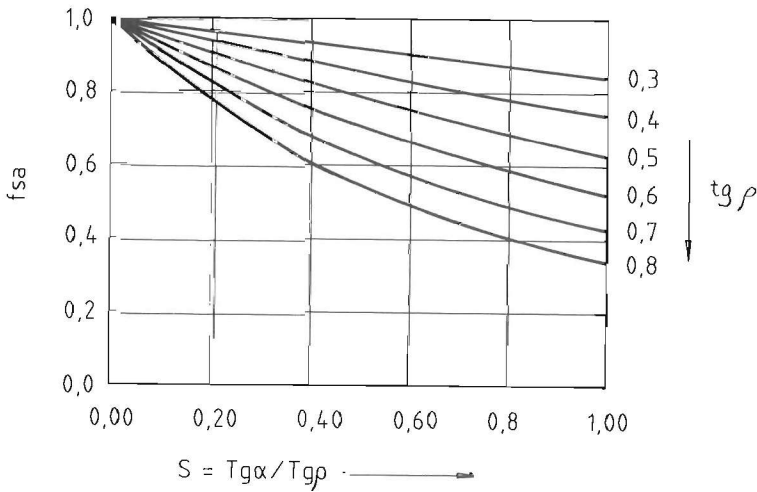


Fig. 3.15 Korreksjonsfaktor for skrått terreng foran støttemur f_{sa}

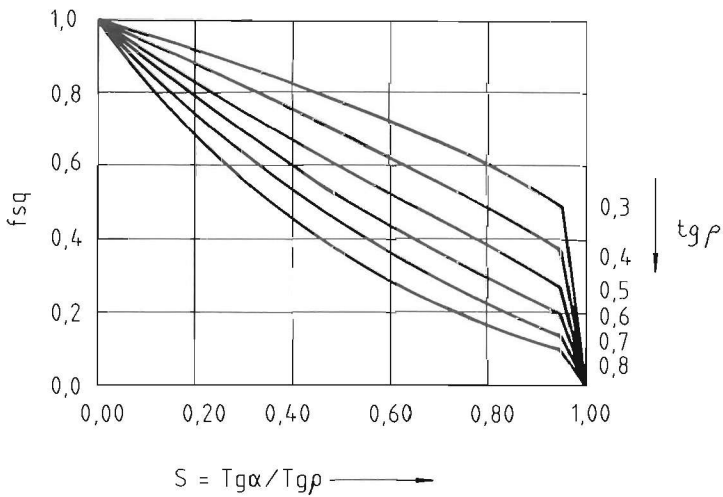


Fig. 3.16 Korreksjonsfaktor for skrått terreng foran støttemur f_{sq}
 α = helning foran mur

3.5 Kontroll av dimensjonerende bæreevne, på totalspenningsbasis, horisontalt eller skrått terreng foran støttemur og på dkar

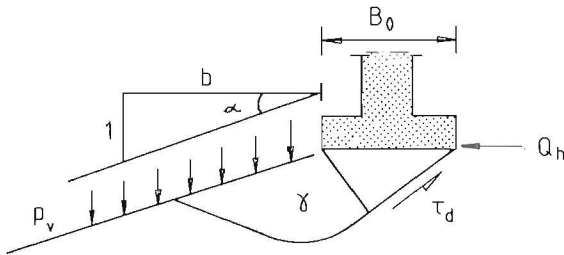


Fig. 3.17 Parametre for totalspenningsanalyse

$$r_b = \frac{Q_h}{B_0 \cdot \tau_d} \quad \text{hvor} \quad \tau_d = \frac{\tau_k}{\gamma_m} = \frac{S_u}{\gamma_m}$$

S_u = udrenert skjærfasthet, som bestemmes ut fra geotekniske undersøkelser

γ_m = materialkoeffisient som finnes fra fig. 2.5.

Krav 1:

$$r_b \leq 0,7 \text{ for leire under såle. (Kfr. fig. 031.2 [5])}$$

Krav 2:

$$\bar{q}_v \leq \bar{\sigma}_v = N_c \cdot \tau_d + P_v$$

hvor: N_c = bæreevnefaktor som finnes av diagram fig. 3.18.
 P_v = nyttelast på terrenget foran konstruksjonen

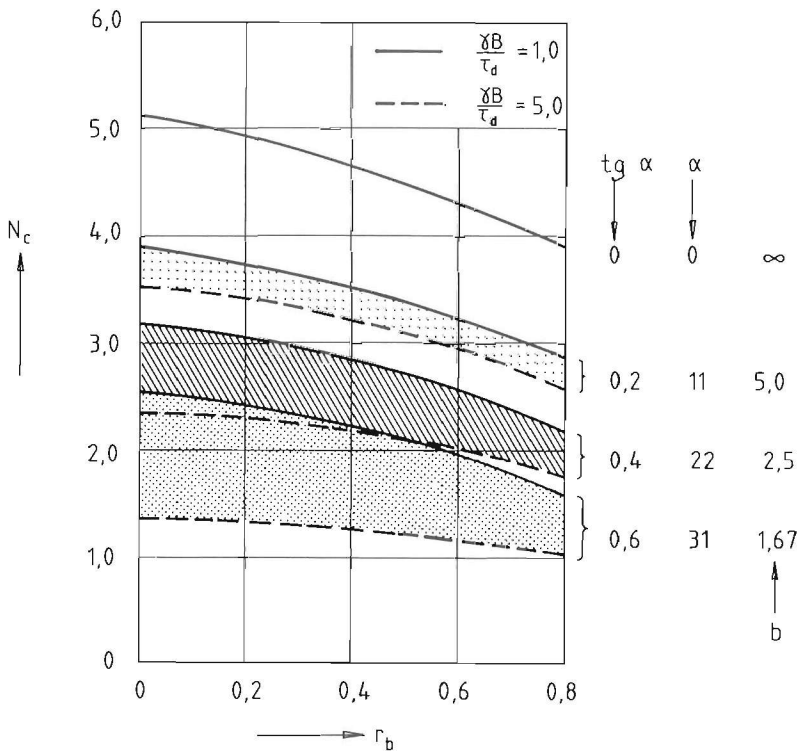


Fig. 3.18 Forenklet diagram for overslagsberegning

Diagrammet gjelder for

$$\frac{P_v}{\tau_d} = 1,0$$

Verdiene ligger på den sikre siden for

$$\frac{P_v}{\tau_d} < 1,0$$

Diagrammet må ikke brukes når

$$\frac{P_v}{\tau_d} > 1,5$$

3.6 Bæreevneberegninger for støttemur og landkør på lagdelt grunn

I denne modell omtales to typiske tilfeller. Hovedprinsippet vil være at det svakeste lag vil være dimensjonerende.

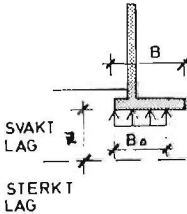


Fig. 3.19

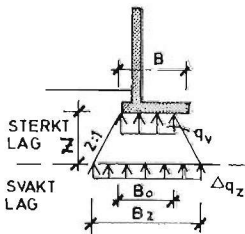


Fig. 3.20

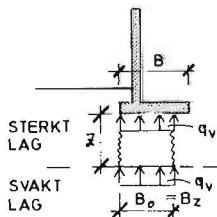


Fig. 3.21

1) Svakt lag over sterkt lag

Muren dimensjoneres som for homogen undergrunn (kfr. pkt. 3.4 og 3.5), idet det benyttes styrkeparametre for svakt lag (kfr. fig. 3.19).

2) Sterkt lag over svakt lag. $Z < 1,5B$ (f.eks. fast lagret sand, grus etc. over bløt leire)

Det utføres vanlige bæreevneberegninger (kfr. pkt. 3.4 og 3.5), idet det antas lastspredning 2:1

Bredde av trykksone i dybde Z:

$$B_z = B_0 + Z \quad (\text{kfr. fig. 3.20})$$

Vertikalt trykk i dybde Z:

$$\Delta q_z = \frac{q_v}{1 + \frac{Z}{B_0}}$$

Ved eventuell tørrskorpeleire i topp-lag er det fare for gjennomgående sprekk i tørrskorpen i dybde Z (kfr. fig. 3.21)

Det utføres vanlige bæreevneberegninger (kfr. pkt. 3.4 og 3.5), idet

$$B_z = B_0$$

3.7 Bæreevneberegninger for støttemur og landkar på fjell

3.7.1 DIMENSJONERENDE LASTVIRKNINGER PÅ UNDERGRUNN

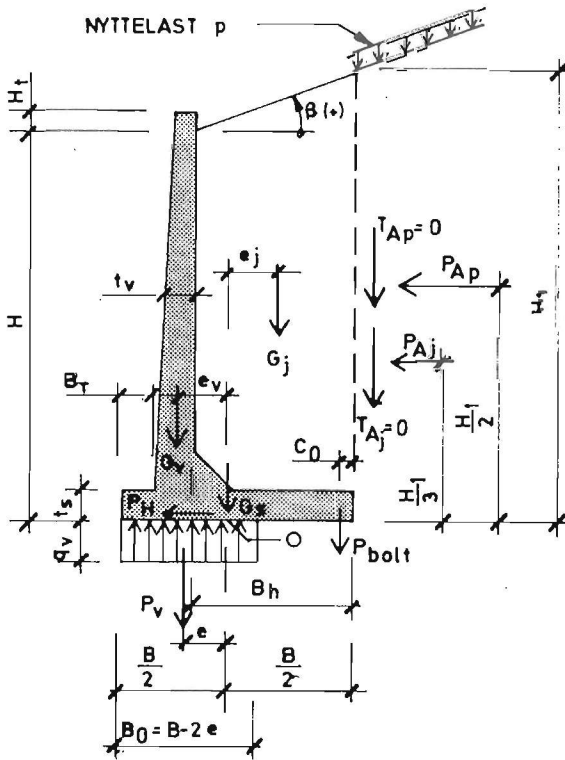


Fig. 3.22 Støttemur på fjell

Vertikallaster og eksentrisiteter i forhold til

Såle:

$$G_s = B \cdot t_s \cdot \gamma_{\text{betong}} \cdot \gamma_f$$

$$e_s = 0$$

Vegg:

$$G_v = (H - t_s + H_t) \cdot t_v \cdot \gamma_{\text{betong}} \cdot \gamma_f$$

$$e_v \approx \frac{1}{2} B - B_T - \phi \frac{1}{2} t_v$$

hvor t_v = gjennomsnittlig veggtykkelse. Dersom veggtykkelsen har stor variasjon over høyden kan det være nødvendig å ta hensyn til dette ved utregning av eksentrisiteten.

$$\gamma_{\text{betong}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

Jordmasse over såle:

$$G_j \approx \left[(H - t_s) B_h + \frac{1}{2} \cdot \text{tg } \beta \cdot B_h^2 \right] \gamma_{\text{bakfyll}} \cdot \gamma_f$$

$$\text{hvor } \gamma_f = 1,0$$

$$e_j \approx \frac{1}{2} (B - B_h)$$

I henhold til NS 3479 pkt. 1.8.2 [1], vil det for stabiliteten i bruddgrensetilstanden være mest ugunstig å sette lastkoeffisienten til 1,0 for stabiliserende laster, som med sikkerhet vil opptre.

For G_s og G_v (begge egenlaster gjelder for muren) skal det brukes samme lastkoeffisient. Det vurderes hvilken lastkoeffisient som er mest ugunstig.

Total vertikallast:

$$P_V = G_s + G_v + G_j$$

T_{Aj} og T_{Ap} er lik 0 for støttemur på fjell
(ruhet $r = 0$)

Med bruk av fjellbolter for stabilisering av muren blir total vertikallast P_{Vb} gitt ved:

$$P_{Vb} = P_V + P_{bolt}$$

hvor P_{bolt} = opptredende strekkraft i fjellbolter, f.eks. pr. 1m mur.

Total horisontallast på vegg:

$$P_H = P_{Aj} + P_{Ap}$$

Moment om pkt. o (kfr. fig. 3.22):

$$M_o = G_s \cdot 0 + G_v \cdot e_v - G_j \cdot e_j + P_{Aj} \cdot \frac{H_1}{3} + P_{Ap} \cdot \frac{H_1}{2}$$

$$M_{ob} = M_o - P_{bolt} \left(\frac{B}{2} - c_o \right)$$

hvor c_o = avstand fra tyngdepunkt fjellbolter til bakkant såle.

Grunntrykksresultantens eksentrisitet regnet fra pkt. o:

$$e = \frac{M_{ob}}{P_{Vb}}$$

Grunntrykket regnes konstant i trykksonen som angitt på fig. 3.22.
Bredde av trykksone:

$$\begin{aligned} B_o &= 2 \left(\frac{B}{2} - e \right) \\ &= B - 2e \end{aligned}$$

Dersom

$$\begin{aligned} B_o &= B - 2e \\ &= B - 2 \cdot \frac{M_o}{P_V} < \frac{B}{5} \end{aligned}$$

må fjellbolter benyttes.

Med nødvendig boltekraft P_{bolt} blir da

$$B_o = B - 2 \cdot \frac{M_{ob}}{P_{Vb}} < \frac{B}{5}$$

Følgelig blir boltekraften P_{bolt} gitt ved

$$\begin{aligned} B - 2 \cdot \frac{M_o - P_{\text{bolt}} \left(\frac{B}{2} - C_o \right)}{P_V + P_{\text{bolt}}} &= \frac{B}{5} \\ P_{\text{bolt}} &= \frac{2(5M_o - 2BP_V)}{9B - 10C_o} \end{aligned}$$

Nødvendig bolteareal, f.eks. pr. 1m mur.

$$A_s = \frac{P_{\text{bolt}}}{f_{s\text{bolt}}}$$

hvor: $f_{s\text{bolt}} = 200 \text{ N/mm}^2$ (kfr. pkt. 4.2).

Det henvises forøvrig til kapittel 4, i denne rapport, for dimensjonering av fjellbolter.

3.7.2 KONTROLL MOT GLIDNING, KONTROLL AV SÅLETRYKK

Friksjonskoeffisienten

$$\mu = \frac{1}{\gamma_m} \cdot \operatorname{tg} \phi$$

der ϕ = friksjonsvinkel ved glidning av murfundament mot fjell.

For en utsprengt flate på godt fjell regnes i bruddgrensetilstanden at en kan benytte en minimumsverdi av $\mu = 1,0$. For skrått eller spesielt glatt fjell bør en lavere verdi av μ benyttes. En øket sikkerhet mot glidning kan oppnås ved at det sørges for fortanning og/eller settes inn skrå fjellbolter.

Krav til forholdet mellom total horisontallast P_H og total vertikallast P_{Vb} :

$$f_{HVb} = \frac{P_H}{P_{Vb}} \leq \mu$$

Vertikalt effektivt såletrykk:

$$\bar{q}_v = \frac{P_{Vb}}{B_0} = \frac{5 P_{Vb}}{B}$$

Krav til såletrykk:

$$\bar{q}_v \leq \frac{1}{2} \cdot \sigma_1$$

hvor: σ_1 = fjellets enaksede trykkstyrke.

Hvis det ikke foreligger prøver, kan σ_1 finnes fra fig. 3.23.

For fjell med normal sprekkdannelse og betryggende totalstabilitet og sikkerhet mot glidning, kan σ_1 antas som vist i fig. 3.23.

Fjelltype	σ_1 (kN/m ²)	
	Bruksgrense	Bruddgrense
Granitt og gneis	4 - 10.000	6 - 15.000
Kalk- og sandstein	1 - 4.000	1,5 - 6.000

Fig. 3.23 Trykkstyrke fjell

For fjell settes materialfaktoren $\gamma_m = 1,0$ i både bruks- og bruddgrense-tilstanden.

4. BEREGNING AV FJELLBOLTER

4.1 Innledning

Vegdirektoratets Bruavdeling har utgitt en Veiledning: "Prosjektering og utførelse av fjellbolter ved fundamentering av støttemurer og landkar på fjell" [4].

Veiledningen er foreløbig, men inneholder endel viktige endringer og i tillegg til Støttemur- og Landkarnormalene, og endel av disse vil det bli gitt opplysninger om i dette kapitlet.

4.2 Dimensjonering

Fjellbolter skal alltid dimensjoneres bare i *bruddgrensetilstander*.

Stålkvalitet av fjellboltene skal være K400 S eller bedre, men den dimensjonerende fasthet (i bruddgrensetilstanden) settes ikke høyere enn

$$f_{s_{\text{bolt}}} = \frac{f_{sy(K\ 400S)}}{y_m} = \frac{400}{2,0} = 200\ \text{N/mm}^2$$

I "Veiledningen" er det også gitt regler for beregning av boltenes inngysingslengde i fjellet. Dette er første gang slike regler er gitt, og det må anses som en stor fordel at reglene blir så lett tilgjengelige for praktisk bruk.

4.3 Bruk av fjellbolter

Generelt sett forlanges det at konstruksjonen er stabil i bruddgrensetilstanden *uten* bruk av fjellbolter. Dette betyr at

$$e_{ub} < 0,5 B$$

hvor e_{ub} er eksentrisiteten i bruddgrensetilstanden uten bruk av fjellbolter.

Ved beregning av eksentrisiteten for denne kontrollen skal både γ_m og mobiliseringsgraden f for bakfyllmassen settes lik 1,0 ved bestemmelse av jordtrykkskoeffisient dvs. $\text{tg } \rho = \text{tg } \phi$.

B er sålebredde.

Det antas rimelig at kravet $e_{ub} < 0,5 B$ kan fravikes i spesielle tilfelle, men at man generelt må sikre tilstrekkelig stabilitet ved å øke sålebredden.

Når $0,4 B < e_{ub} < 0,5 B$ dimensjoneres fjellboltene (i bruddgrensetilstanden) som angitt i Støttemur- og Landkarnormalen, men med $f_{s_{\text{bolt}}}$ som angitt i pkt. 4.2.

Når $0,3 B < e_{ub} < 0,4 B$ brukes minimumsbolting $\phi 20$ c 1500.

Når $e_{ub} < 0,3 B$ kan bolter sløyfes.

Når fjellbolter brukes skal det aldri brukes mindre enn 3 stk. bolter.

4.4 Beregning av nødvendig inngysningslengde

Nødvendig inngysningslengde vil være den lengste av følgende:

a) Grenseskikt bolt/mørtel

$$L = \frac{d_b}{4} \cdot \frac{f_{sy}}{f_{bb}}$$
$$= 100 \cdot \frac{d_b}{f_{bb}}$$

hvor $f_{bb} = 1,5 \text{ N/mm}^2$ for mørtelfasthet C35
 $f_{sy} = 1,75 \text{ N/mm}^2$ for mørtelfasthet C45
 $d_b =$ boltediameter i mm
 $L =$ inngysningslengde i mm

b) Grenseskikt mørtel/fjell

$$L = \frac{d_b}{4} \cdot \frac{f_{sy}}{f_{bb}} \cdot \frac{d_b}{d_h}$$
$$= 100 \cdot \frac{d_b^2}{(d_b + 10)} \cdot \frac{1}{f_{bf}}$$

hvor $f_{bf} =$ dimensjonerende heftstyrke mellom mørtel og fjell, og kan anslås til
 $0,25 \text{ N/mm}^2$ for leirskifter
 $0,6 \text{ "}$ for sandstein
 $0,75 \text{ "}$ for gneis
 $1,0 \text{ "}$ for granitt og kalkstein
 $1,25 \text{ "}$ for gabbro og kvartsitt

$d_h =$ hulldiameter, min $d_b + 10 \text{ mm}$

c) Beregning av dybde, D , til inngysningslengdens senter

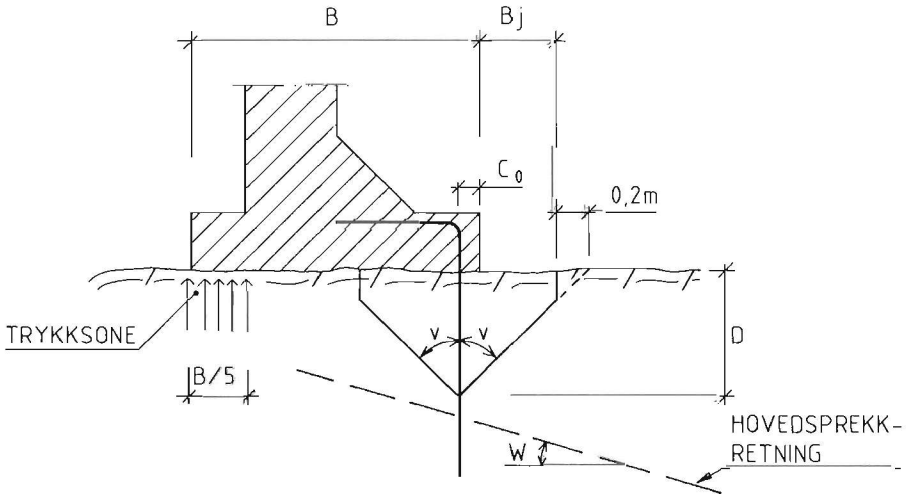


Fig. 4.1 Modell for beregning av dybde, D

Hensikten med beregningen er å få aktivisert nok påhengt last på boltene.

Medvirkende fjellfigur regnes symmetrisk om senterbolt og kuttet vertikalt 0,2 m som vist på figuren. Dersom den kommer inn i trykksone, kuttet den vertikalt av denne.

Vinkelen v settes lik 45° ved meget godt fjell med bare spredte horisontale og vertikale sprekkdannelse.

Ved sterk horisontal sprekkdannelse, dog mindre enn 20 sprekker pr. m reduseres v til 30° .

Dersom hovedsprekkretningen avviker fra horisontalplanet med en vinkel w skal den fremkomne kapasitet fra vektberegningen multipliseres med $\cos w$.

Dybden D til senter inngysningslengde bestemmes ut fra at

Vekt fjell figur $\cdot \cos w \cdot$ lastfaktor 1,0 + vekt av medvirkende jordfigur skal være lik eller større enn dimensjonerende strekkraft i boltene.

Vekten av medvirkende fjell beregnes ut fra følgende (bare dersom fjellfiguren ikke kommer inn i trykksonen):

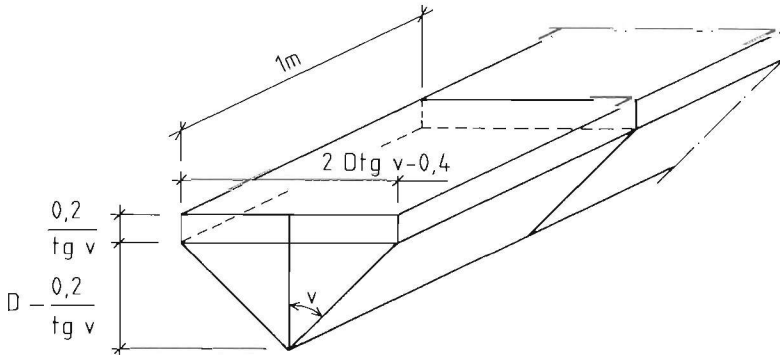


Fig. 4.2 Medvirkende fjell, dersom fjellfiguren kommer utenfor trykksonen

Vekt av medvirkende fjell pr. m:

$$\left[(2 D t g v - 0,4) \cdot \frac{0,2}{t g v} \cdot 1,0 + (2 D t g v - 0,4) \left(D - \frac{0,2}{t g v} \right) \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,0 \right] \cdot \gamma$$

$$= \left[0,4 D - \frac{0,08}{t g v} + D^2 t g v - 0,2 D - 0,2 D + \frac{0,04}{t g v} \right] \gamma$$

$$= \left(D^2 t g v - \frac{0,04}{t g v} \right) \gamma$$

Forutsetning for dette er at senteravstand bolter ikke er større enn $D t g v$.

Tyngdetettheten γ i kN/m^3 kan settes lik:

- 24 for kalkstein
- 25 for kvartsitt
- 26 for granitt og gneis
- 27 for sandstein
- 28 for gabbro

I tillegg kan regnes vekt av jordfigur (utenfor sålen)

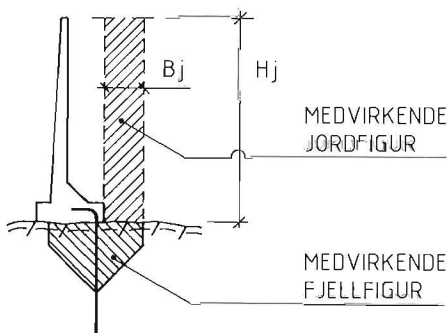


Fig. 4.3 Fjell- og jordfigur

Følgelig må (enheter i kN og m)

$$A_{s_{\text{bolt}}} \text{ pr. m: } 200 \cdot 10^{-3} \leq \left[(D^2 \cdot \text{tg}v - \frac{0,04}{\text{tg}v}) \cdot \gamma_{\text{fjell}} \right] \cdot \cos w + B_j \cdot H_j \cdot \gamma_{\text{jord}}$$

$$\text{Hvor } B_j = \frac{2 \cdot D \cdot \text{tg}v - 0,4}{2} - C_o$$

Dessuten må

$$C \leq D \text{tg}v$$

hvor $A_{s_{\text{bolt}}}$ pr m er nødvendig areal fjellbolter pr. m (kan være mindre enn det som er benyttet).

C er senteravstand bolter

Hulldybden blir da gitt ved

$$D + \frac{L}{2} + 0,15 \text{ m}$$

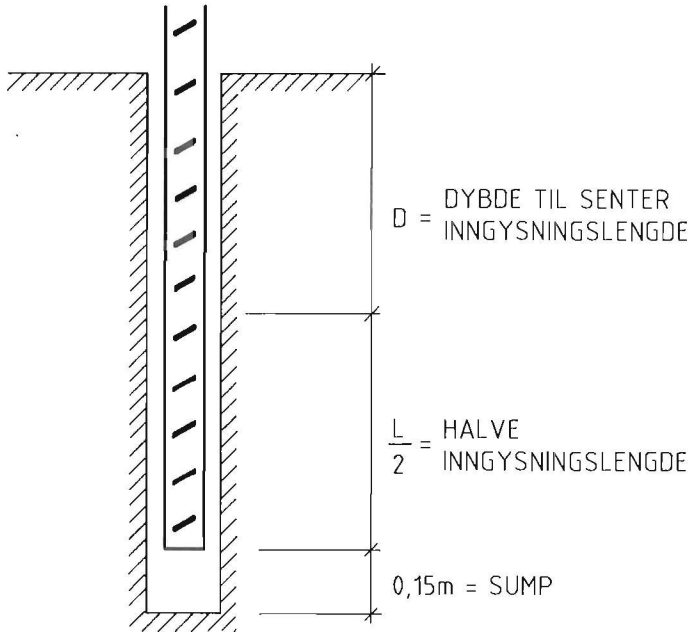


Fig. 4.4 Total hulldybde

4.5 Utførelse og kontroll

Veiledningen gir en beskrivelse med krav til selve bolten, borhull og mørtel og inngysning. Dessuten gis det en beskrivelse av prøvemetode.

Hvor fjellbolter benyttes bør man i den "spesielle beskrivelse" henvise til pkt. 3.1, 3.2 og 3.3 i [4].

LITTERATURHENVISNINGER

- [1] NS 3479, Prosjektering av bygningskonstruksjoner, Dimensjonerende laster. 2. utgave, 2. opplag mai 1984.
- [2] Norsk Geoteknisk Forening: "Sikkerhetsprinsipper i geoteknikk. Veiledning for bruk av grensetilstandsmetoden". NBR 1989.
- [3] NS 3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner beregnings- og konstruksjonsregler. 3. utgave nov 1989.
- [4] Statens vegvesen, Veiledning, Håndbok 135 "Fjellbolter, Prosjektering og utførelse ved fundamentering av støttemurer og landkar på fjell".
- [5] Håndbok 100 - Bruprosjektering 03 Støttemurer 1990
- [6] Håndbok 100 - Bruprosjektering 04 Landkar 1990
- [7] Lastforskrifter for bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett - 1986.

Bruprosjektering består av følgende hefter:

- 01 Bruplaner
- 02 Vanngjennomløp
- 03 Støttemurer
- 04 Landkar
- 05 Platebruer
- 06 Kont.platebruer
- 07 Slakkarm.bjelkebruer
- 08 NIB-bruer
- 09 NOT-bruer
- 10 Stålbjelkebruer
- 11 Elementbruer
- 12 Kulvrter og rør
- 13 Gangvegbruer
- 14 Brurekkverk
- 15 Fuger, lager og sluk
- 16 Snø- og rasoverbygg

**Vegdirektoratet
Håndboksekretariatet
Boks 6390 Etterstad
0604 OSLO 6
Tlf.(02) 63 95 00**