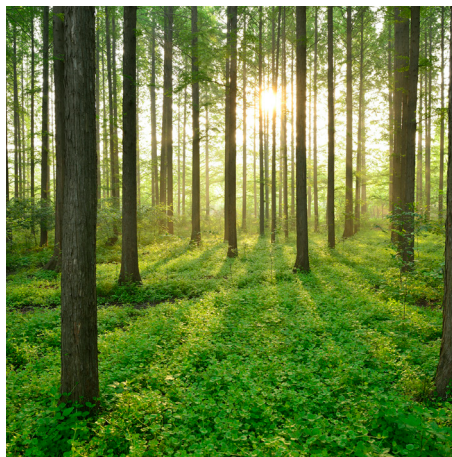
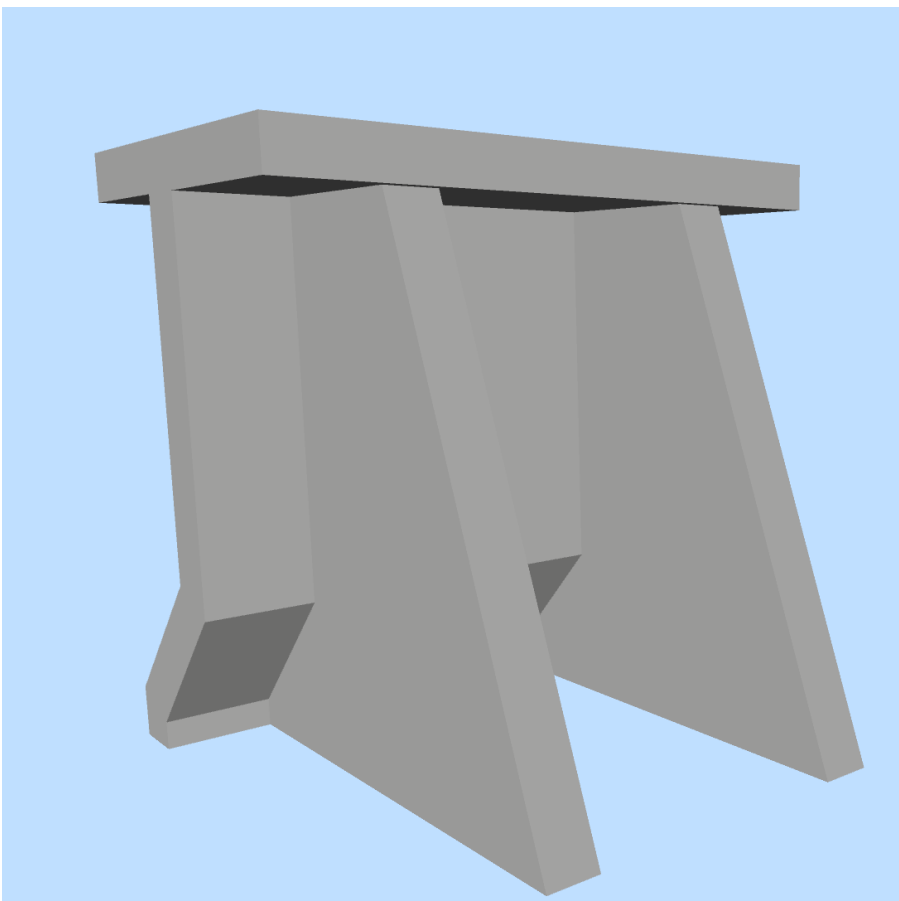
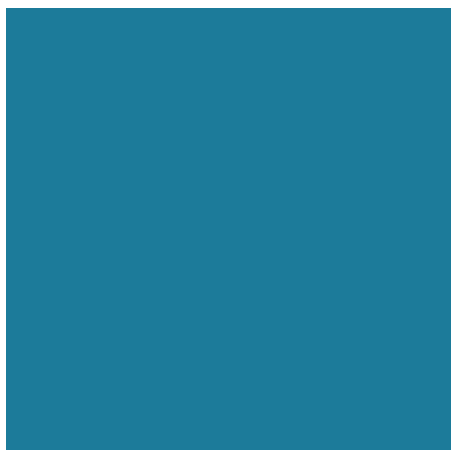


GAP-ANALYS AV 2:A GENERATIONEN EUROKOD FÖR BETONGDAMMAR

RAPPORT 2025:1075



BETONGTEKNISKT PROGRAM
VATTENKRAFT



GAP-analys av 2:a generationen Eurokod för betongdammar

MIKAEL HALLGREN OCH FREDRIK STENESAND

ISBN 978-91-89919-75-4 | © Energiforsk januari 2025

Energiforsk AB | Telefon: 08-677 25 30 | E-post: kontakt@energiforsk.se | www.energiforsk.se

Förord

Den andra generationens Eurokod utvecklas just nu kommer så småningom att ersätta den första. Detta innebär nya dimensioneringsregler även för betongdammar för vattenkraftändamål. Dessa dammar har tidigare getts förslag på värden i sin dimensionering, något som ej ges i den nya högsta konsekvensklassningen. En utredning bör därför göras för den nya högre konsekvensklassningen CC4, med tillämpning på dammar.

Genom att studera effekter av de nya dimensioneringsreglerna på två vanliga konstruktionselement för vattenkraftdammar, kan jämförelser göras med tidigare dimensioneringsregler och gap kan identifieras. I projektet "GAP-analys av 2:a generationens Eurokod för betongdammar" har en fallstudie genomförts på nya dimensioneringsregler i kommande generation av Eurokod, och dessa har sedan jämförts med både första generationens Eurokod, samt med anvisningar i RIDAS.

Projektet har utförts av Mikael Hallgren och Fredrik Stenesand, på Tyrens. Projektet har finansierats av Energiforsk genom FoU-programmet Betongtekniskt program vattenkraft, etapp 2022-2024. Programmets intressenter är Fortum Sverige, Holmen Energi, Jämtkraft, Karlstads Energi, Skellefteå Kraft, Statkraft Sverige, Sydkraft/Uniper, Tekniska Verken, Umeå Energi samt Vattenfall Vattenkraft. Projektets referensgrupp har utgjorts av representanter från programmets styrgrupp: Carl-Oscar Nilsson och Thomas Mikaelsson, samt extern från Anders Sagemo, Sweco.

Här redovisas resultat och slutsatser från ett projekt inom ett forskningsprogram som drivs av Energiforsk. Det är rapportförfattaren/-författarna som ansvarar för innehållet.

Sammanfattning

Den andra generationens Eurokoder är under utveckling och kommer att ersätta den första generationen senast 2028. I föreliggande rapport har skillnader mellan första och andra generationens Eurokod identifierats med fokus på tillämpning för dimensionering av betongdammar.

Några av de nya Eurokoder som redan publicerats är SS-EN 1990:2023 *Grundläggande dimensioneringsregler* (EK0) och SS-EN 1992-1-1:2023 *Dimensionering av betongkonstruktioner* (EK2). Dessa två nya standarder omfattar dimensioneringsregler som har stor inverkan på säkerhet och robusthet av betongdammar. I nya EK0 är dammkonstruktioner inte längre undantagna från omfattningen, vilket var fallet i första generationens EK0. En högre konsekvensklass, CC4, har införts och dammar ges som exempel på konstruktioner som kan omfattas av den nya klassen. Konsekvensklasserna är försedda med konsekvensfaktorer som höjer lastpartialfaktorerna och för klasserna CC1 till CC3 ges rekommenderade värden för dessa faktorer. För den högsta klassen CC4 ges dock inget rekommenderat förslag. Föreliggande rapport föreslår därför att en eventuell tillämpning av CC4 för dammar och därtill hörande konsekvensfaktor bör utredas.

Effekterna av ändrade och nya dimensioneringsregler i nya EK2 har belysts i fallstudier där två konstruktionselement vanligt förekommande i betongdammar först har beräknats enligt anvisningarna i RIDAS och första generationens EK2 och sedan enligt nya EK2. Som konstruktionselement valdes en ledmur och en frontplatta i en lamelldamm. Last enligt RIDAS antogs i både beräkningar enligt gamla och nya EK2 för att underlätta en jämförelse av betongdimensioneringarna.

Observationerna från studien av nya EK0 samt resultaten från beräkningarna med gamla och nya EK2 värderades sedan i en GAP-analys. Dimensioneringsreglerna bedömdes med kategoriseringen Samma, Annorlunda, Otillräcklig, Farliga eller Orimliga. Förutom avsaknaden av konsekvensfaktor för CC4 enligt ovan, och som därmed bedömdes som Otillräcklig, noterades även en sänkning av lastfaktorer för vattentryck i nya EK0. Det senare bedömdes som Annorlunda eftersom det fortfarande bör ge säkra och robusta konstruktioner, men effekterna bör undersökas närmare framöver.

För nya EK2 medförde GAP-analysen bedömningarna Samma eller Annorlunda för de flesta dimensioneringsreglerna. Det observerades en stor potential till resursbesparingar samtidigt som erforderad säkerhetsnivå bibehålls med tillämpning av nya EK2. Två regler bedömdes dock som Orimliga och bör därför utredas vidare. Dessa är minimiarmering för att undvika flytning av armering i tjocka konstruktionstvärnsnitt samt förankringslängder av armering. Nya EK2 ger nyanserade metoder för beräkning av sprickbredd och armering för tvångsspänningar, även avseende avsvälning efter gjutning. Regeln bedömdes dock som Otillräcklig och en försatt utredning rekommenderas därför.

Nyckelord

Betongdammar, Betongkonstruktioner, Eurokoder, GAP-analys, Minimiarmering

Summary

The second generation of the Eurocodes is currently being developed and will replace the first generation in 2028 at the latest. In the present report, differences between the first and the second generation Eurocodes have been identified with focus on the application in design of concrete hydro dams.

Some of the new Eurocodes that have been published recently are *SS-EN 1990:2023 Basis of structural and geotechnical design* (EC0) and *SS-EN 1992-1-1:2023 Design of concrete structures* (EC2). These two new standards include design provisions that have a major influence on the safety and the robustness of concrete hydro dams. In the new EC0, hydro dams are no longer excluded from the scope, which was the case in the first generation EC0. A higher consequence class CC4 has been introduced and dams are mentioned as an example of structures that could be covered by this class. The consequence classes are provided with consequence factors that increase the partial load factors. For classes CC1 to CC3, recommended consequence factors are given. However, no recommendation for CC4 is stated. Hence, the present report suggests a future study to investigate the possible application of CC4 and an associated consequence factor for hydro dams.

The effects of changed and new design provisions in the new EC2 have been investigated in two case studies where typical structural element in concrete dams were initially designed according to the provisions in RIDAS and the first generation EC2 and then re-designed according to the new EC2. The two chosen structural elements were a retaining waterway wall and a front plate of a buttress dam. Loads according to RIDAS were used for calculations according to both the old and the new EC2 in order to make the comparison easier.

The observations from the study of the new EC0 and the results of the calculations with old and new EC2 were evaluated in a GAP analysis. The design provisions were assessed with the characterisation Same, Different, Insufficient, Dangerous or Unreasonable. Besides the lack of consequence factor for CC4 as described above and assessed as Insufficient, a reduction of the water load factors was noted. This was assessed as Different, as they still may give sufficient safety and robustness. However, the effects should be investigated in a future study.

Regarding the new EC2, the GAP analyses yielded the assessments Same or Different for most design provisions. A major potential for savings of resources but maintaining the required level of safety by applying the new EC2 was observed. However, two design rules were assessed as Unreasonable and should be investigated further. These are the provision for minimum reinforcement to avoid yielding of reinforcement in thick cross sections and the provision for anchorage length of reinforcement.

The new EC2 introduces refined methods for calculating crack widths and reinforcement considering restraint deformation, also from cooling shrinkage of concrete after casting. However, this provision was assessed as Insufficient and further investigation is therefore suggested.

Innehåll

1	Inledning	8
1.1	Bakgrund	8
1.2	Syfte och mål	8
1.3	Genomförande	8
1.4	Avgränsningar	9
2	Andra generationens Eurokoder	10
2.1	Överblick	10
2.2	Tidplan	11
2.3	Implementering i Sverige	11
2.3.1	Boverket	12
2.3.2	Transportstyrelsen	13
2.4	Nya Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner	13
2.4.1	Hållfasthet	14
2.4.2	Krypning och krympning	16
2.4.3	Beständighet	16
2.4.4	Tvärkraftkapacitet i brottgränstillstånd	19
2.4.5	Minimiarmering och sprickberäkning i bruksgränstillstånd	21
2.4.6	Minimiarmering för robusthet	24
2.4.7	Förankrings- och skarvlängdlängd	24
2.4.8	Sprickformation av tvång i ung ålder och efter lång tid	25
2.4.9	Säkerhetsformat för icke-linjära analyser	25
2.4.10	Vattentäthet	26
2.4.11	Bärighetsberäkning av befintliga konstruktioner	27
2.5	Övriga Eurokoder relevanta för betongdammar	27
2.5.1	Nya Eurokod: Grundläggande dimensioneringsregler	27
2.5.2	Nya Eurokod 1: Laster på bärverk	29
2.5.3	Nya Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner	30
3	Eurokod i RIDAS TV9	32
3.1	Allmänt om Eurokod i RIDAS	32
3.2	Tvärnittsanalys	32
3.3	Laster	33
3.4	Lastkombinering	33
3.5	Täckande betongskikt	33
3.6	Sprickviddsbegränsning och minimiarmering	34
4	Fallstudie	35
4.1	Definierade konstruktionselement	35
4.1.1	Ledmur – Infästning mellan bottenplatta och frontmur	35
4.1.2	Frontplatta i lamelldamm	35
4.2	Resultat från beräkningar för konstruktionselement	36

4.2.1	Resultat ledmur – infästning mellan bottenplatta och frontmur	36
4.2.2	Resultat frontplatta i lamelldamm	38
4.3	Jämförelse av minimiarmering	40
4.3.1	Jämförelse av minimiarmering för att undvika flytning av armering	41
4.3.2	Jämförelse av minimiarmering för sprickbredds begränsning	41
5	Värdering av skillnader (GAP-analys)	45
5.1	Nya Eurokod: Grundläggande dimensioneringsregler	45
5.2	Nya Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner	46
6	Slutsatser och rekommendationer	48
6.1	Slutsatser	48
6.2	Rekommendationer	49
7	Referenslista	50
Bilaga A	Beräkningar ledmur	52
A.1	Beräkning enligt Ridas/EK2:2005	52
A.2	Beräkning enligt EK2:2023	64
Bilaga B	Beräkningar av frontplatta i lamelldamm	75
B.1	Beräkning enligt RIDAS/EK2:2005	75
B.2	Beräkning enligt EK2:2023	91
Bilaga C	Beräkningar och jämförelse av minimiarmering	104
C.1	Jämförelse av minimiarmering för att undvika flytning av armering	104
C.2	Jämförelse av minimiarmering för sprickbredds begränsning	106

1 Inledning

1.1 BAKGRUND

De europeiska standarderna för beräkning av bärande konstruktioner, Eurokoderna, genomgår för närvarande en kraftig uppdatering. Det är andra generationens Eurokoder som publiceras under perioden 2022 till 2026, och avses att träda i kraft och ersätta första generationens Eurokoder tidigast 2026 och senast 2028.

I den senaste versionen av riktlinjer för dammsäkerhet (RIDAS) med tillämpningsvägledning TV9 för betongdammar¹ görs viss hänvisning till första generationens Eurokod för betongkonstruktioner, EK2, avseende tvärsnittsdimensionering. För stabilitetsberäkningar och för grundläggning av betongdammar har anpassning och hänvisningar från RIDAS till Eurokod ännu inte genomförts.

I den första generationens eurokoder är vattenkraftsdammar explicit undantagna från omfattningen av Eurokoderna. Detta explicita undantag är nu borttagen i den andra generationen av den övergripande Eurokoden Basis of Structural Design, EK. Det öppnar upp för mer tillämpning och användning av Eurokoderna vid dimensionering av dammar, även om särskilda tillämpningsregler för dammkonstruktioner fortfarande saknas i de nya Eurokoderna.

Det föreligger nu ett behov av att identifiera skillnaderna mellan första och andra generationens Eurokoder. I denna rapport utreds främst tvärsnittsdimensionering av betongkonstruktioner inom vattenkraft. Men även ändringar i övriga Eurokoder avseende säkerhetskoefficienter och lastkombinationer (EK), laster (EK1) och geokonstruktioner (EK7) är av intresse för framtida dimensionering av betongdammar och skillnader mellan första och andra generationen bör belysas.

1.2 SYFTE OCH MÅL

I föreliggande rapport har syftet varit att identifiera skillnader mellan första och andra generationen Eurokod 2 – Dimensionering av betongkonstruktioner (EK2). Fokus har varit på dimensionering av betongdammar.

Målet med rapporten har varit att dokumentera och exemplifiera skillnader samt att göra dammägare, konsulter, myndigheter, m.fl. uppmärksamma på skillnaderna.

1.3 GENOMFÖRANDE

Utredningen genomfördes enligt följande indelning:

1. Övergripande beskrivning av andra generationens Eurokoder med belysning av delar som kan vara relevanta för betongdammar.

¹ RIDAS – Energiföretagens riktlinjer för dammsäkerhet Tillämpningsvägledning Kapitel 9 Betongdammar, TV9, En rapport från Energiföretagen, oktober 2020

2. Kort beskrivning av tillämpning av första generationens Eurokoder i RIDAS/TV9.
3. Fallstudie:
 - i Definition av konstruktionselement i en fiktiv betongdamm
 - ii Dimensionering av valda konstruktionselement enligt RIDAS/EK2 och andra generationens EK2. Identifiering av skillnader.
 - iii Värdering av de i steg ii identifierade skillnader i en GAP-analys.
4. Slutsatser och rekommendationer.

1.4 AVGRÄNSNINGAR

Fokus för utredningen har varit att identifiera skillnader mellan nuvarande RIDAS/Eurokoder och andra generationen Eurokoder tillämpliga vid dimensionering av betongdammar. Att föreslå hur identifierade skillnader bör hanteras ingick inte i utredningen. Vidare förväntades utredningen inte heller ge vägledning i hur den totala säkerhetsnivån för betongdammar bör bedömas.

2 Andra generationens Eurokoder

2.1 ÖVERBLICK

Eurokoderna en serie europeiska standarder utgivna av den europeiska standardiseringskommittén CEN och publicerade i CEN:s medlemsländer av respektive lands standardiseringsorgan. De utgör gemensamma konstruktionsregler för bärverksdimensionering av byggnader och anläggningar. Eurokoderna omfattar tio huvuddelar som behandlar grundläggande dimensioneringsregler, laster, materialdimensionering, geokonstruktioner och jordbävningsdimensionering. De tio huvuddelarna är:

- Eurokod: Grundläggande dimensioneringsregel för bärverk
- Eurokod 1: Laster på bärverk
- Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner
- Eurokod 3: Dimensionering av stålkonstruktioner
- Eurokod 4: Dimensionering av samverkanskonstruktioner av stål och betong
- Eurokod 5: Dimensionering av träkonstruktioner
- Eurokod 6: Dimensionering av murverkskonstruktioner
- Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner
- Eurokod 8: Dimensionering av bärverk med avseende på jordbävningar
- Eurokod 9: Dimensionering av aluminiumkonstruktioner

Varje huvuddel består av ett antal underdelar som var för sig publiceras som europeiska standarder (EN). Totalt omfattar den första generationens Eurokoder 59 standarder.²

Första generationens Eurokoder publicerades mellan 2002 och 2007. I Sverige publiceras de av Svenska Institutet för Standarder (SIS) som svenska standarder och ges beteckning SS-EN 199X där X är huvuddelens nummer, således från SS-EN 1990 till SS-EN 1999. Varje standard inom en huvuddel betecknas som huvuddelen med tillägg av undernummer, t.ex. betecknas standarden för dimensionering av betongkonstruktioner del 2 för betongbroar med SS-EN 1991-2.

Europeiska Kommissionens (EU) utfärdade 2013 ett mandat M/515 för ett detaljerad arbetsprogram för uppdateringar, ändringar och tillägg av första generationens Eurokoder samt en utökning av Eurokodernas omfattning. CEN, genom sin tekniska kommitté CEN/TC 250 som ansvarar för Eurokoderna,

² European Commission, Eurocodes: Building the Future, Eurocodes family, <https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/en-eurocodes/eurocodes-family> (hämtad 2024-08-20)

påbörjade det formella revideringsarbetet 2014. Resultatet kommer att utmynna i andra generationens Eurokoder.³

Uppdateringen och revideringarna omfattar både tekniska och redaktionella ändringar. Enligt EU:s mandat M/515 har förutom tekniska ändringar och tillägg också två övergripande målsättningar styrt arbetet:

- minska antalet nationellt valbara värden (NDP);
- öka användarvänligheten av standarderna (Ease-of-Use).

De tekniska tilläggen ska enligt mandatet även omfatta:

- bärighetsberäkning, återbruk och förstärkning av befintliga konstruktioner;
- förtydligande av kraven på robusthet.

Dessutom omfattar mandatet ett nytt regelverk för glaskonstruktioner som kommer att ges i en ny Eurokod, EN 19100, samt nya regelverk för kompositkonstruktioner (FRP) och för membrankonstruktion som kommer att ges i nya CEN tekniska specifikationer.

2.2 TIDPLAN

De första färdiga standarderna inom andra generationens Eurokoder publicerades under 2022. Det återstående arbetet har följande tidplan:

- Alla nya delar ska vara tillgängliga och levererade till de nationella standardiseringsorganen senast i mars 2026 (DAV – Date of availability).
- Alla andra generationens Eurokoder ska sedan vara publicerade i alla medlemsländer senast i september 2027 (DoP – Date of publication).
- Alla nuvarande standarder som omfattar dimensionering av bärverk, d.v.s första generationens Eurokoder, ska vara tillbakadragna i medlemsländerna och ersatta av andra generationens Eurokoder senast i mars 2028 (DoW – Date of withdrawal). Det är alltså senast då som de nya Eurokoderna träder i kraft som gällande standarder i alla medlemsländer, inklusive Sverige.

2.3 IMPLEMENTERING I SVERIGE

Även andra generationens Eurokoder kommer att innehålla en hel del nationella valbara parametrar NDP (värden på koefficienter och variabler i ekvationer m.m.) som beskrivs med rekommenderade värden i Eurokoderna. Nationella val av dessa parametrar ges i nationella bilagor NA, där även vissa nationella tilläggsregler som kompletterar men inte är i konflikt med Eurokoderna får anges.

³ European Commission, Eurocodes: Building the Future, Second Generation of the Eurocodes, <https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/second-generation-eurocodes> (hämtad 2024-08-20)

De nationella bilagorna måste då vara klara och publicerade senast när de nya standarderna träder i kraft, dvs DoW. I Sverige har de nationella bilagorna till den första generationens Eurokoder tagits fram och publicerats av myndigheterna Boverket för byggnader och andra byggnadsverk förutom broar och tunnlar, samt av Transportstyrelsen för broar och tunnlar. Bilagorna publicerades separat som myndigheternas föreskrifter EKS ⁴ respektive TSFS ⁵ med de senaste revideringar införda 2022. För andra generationens Eurokoder kommer det dock att se annorlunda ut.

Dammar omfattas inte explicit av varken gällande EKS eller gällande TSFS. Det finns inga kända planer på att inbegripa dammar i kommande föreskrifter från Boverket eller Transportstyrelsen. Det är oklart vilken myndighet som bör föreskriva nationella val för dammar, men gällande RIDAS TV9 gör hänvisningar till Boverkets EKS avseende vissa tillämpningar av Eurokoderna.

2.3.1 Boverket

Boverket kommer, som det ser ut nu, inte att föreskriva nationella val till de nya Eurokoderna. Boverket har nyligen sett över sina byggregler inom projektet Möjligheternas byggregler ⁶.

I syftet att öka innovation och teknisk utveckling samt att öka konkurrens inom samhällsbyggnadssektorn avser Boverket att föreskriva nya byggregler som inte hänvisar till standarder och som inte ger detaljerade krav. Reglerna ska endast ange generella minimikrav och säkerhetsnivåer. Boverkets nya byggregler ska träda i kraft den 1 juli 2025.

Av remissen av de nya byggreglerna för bärande konstruktioner i byggnader ⁷ framgår dock att man åtminstone generellt hänvisar till Eurokoderna i ett allmänt råd som säger att Eurokoderna uppfyller Boverkets minimikrav. Det ges dock inga nationella val eller kompletterande anvisningar till Eurokoderna så som det ges i EKS.

För första generationens Eurokoder kommer SIS, i överenskommelse med Boverket, att överta innehållet i EKS och publicera det i nationella bilagor som bifogas respektive standard. För andra generationens Eurokoder är det dock fortfarande oklart vem som kommer att ansvara för och framför allt finansiera de nationella valen och kompletteringarna. Troligen faller ansvaret på SIS men frågan om finansieringen kvarstår.

⁴ EKS 12, Boverkets föreskrifter och allmänna råd (2011:10) om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder), BFS 2011:10 med ändringar till och med BFS 2022:4, 2022

⁵ Transportstyrelsens föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av eurokoder, TSFS 2018:57 med ändringar införda t.o.m. TSFS 2022:50, 2022

⁶ Möjligheternas byggregler, Ny modell för Boverkets bygg- och konstruktionsregler, rapport 2020:31, Boverket, december 2020

⁷ Remiss – Boverkets förslag till föreskrifter och allmänna råd om bärförmåga, stadga och beständighet i byggnader m.m., Boverket, maj 2023

2.3.2 Transportstyrelsen

Transportstyrelsen avser att som tidigare föreskriva de nationella valen även för andra generationens Eurokoder. De begränsar dock sina föreskrifter till de Eurokod-standarder som kan vara relevanta för broar och tunnlar.

Ett arbete med uppdatering av föreskrifterna avseende andra generationens Eurokod 2 påbörjades 2023 och avses bli klar under 2025. Parallellt utförs också arbeten med uppdateringar avseende andra generationens EK Grundläggande regler, EK1 Laster, EK3 Stålkonstruktioner, EK4 Samverkanskonstruktioner och EK7 Geokonstruktioner.

2.4 NYA EUROKOD 2: DIMENSIONERING AV BETONGKONSTRUKTIONER

Den andra generationens Eurokod 2 blev klar och antagen efter formell omröstning bland medlemsländerna under 2023. Nya EK2 består av två standarder som publicerades av SIS som:

- SS-EN 1992-1-1:2023 Eurokod 2 - Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader, broar och anläggningskonstruktioner ⁸
- SS-EN 1992-1-2:2023 Eurokod 2 - Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-2: Brandteknisk dimensionering ⁹

Båda standarderna utgivna av SIS är än så länge endast tillgängliga på engelska.

Delen 1-1 av EK2 omfattade i den första generationen endast allmänna regler och byggnader ¹⁰. Den andra generationens del 1-1 inkluderar numera även broar och anläggningskonstruktioner. De tidigare delarna EK2-2 "Broar" och EK2-3 "Behållare och avskiljande konstruktioner för vätskor och granulära material" utgår ur den andra generationens Eurokoder och konstruktionstyperna (och mer därtill) omfattas nu av del 1-1.

EK2-4 "Infästningar till betong" kvarstår och är ännu inte uppdaterad. Ett arbete med uppdatering pågår dock inom CEN för närvarande.

SS-EN 1992-1-1:2023 blir således den standard där merparten av alla dimensioneringsregler samlas. Ett mycket omfattande bakgrundsdocument ¹¹ finns framtagen inom den europeiska subkommittén CEN/TC250/SC2 som ansvarar för EK2. I bakgrundsdocumentet förklaras anledningen till ändringar och tillägg samt ges referenser till vetenskapliga arbeten som ligger bakom teorierna.

⁸ SS-EN 1992-1-1:2023 Eurokod 2 - Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader, broar och anläggningskonstruktioner, Språk: Engelska, Utgåva 2, Svenska Institutet för Standarder, december 2023 (andra generationens EK2)

⁹ SS-EN 1992-1-2:2023 Eurokod 2 - Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-2: Brandteknisk dimensionering, Språk: Engelska, Utgåva 2, Svenska Institutet för Standarder, december 2023

¹⁰ SS-EN 1992-1-1:2005 Eurokod 2 – Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader, Utgåva 1, Svenska Institutet för Standarder, januari 2005 (första generationens EK2)

¹¹ CEN/TC250/SC2, Document N2087, Background document to FprEN 1992-1-1:2023-04 (Formal Vote Draft), March 2023.

Reglerna i SS-EN 1992-1-1:2023 som är relevanta för dimensionering av betongdammar, främst tvärsnittsdimensionering, beskrivs översiktligt i det följande. Fokus läggs på nyheter och ändringar. Anledningen till ändringar förklaras inte närmare. För det hänvisas läsaren till bakgrundsdocumentet ¹¹.

2.4.1 Hållfasthet

Referensålder

En viktig drivkraft i revideringsarbetet för andra generationens EK2 har varit och är att möjliggöra och underlätta användningen av klimatförbättrad betong i bärande konstruktioner. Klimatförbättrad betong, dvs betong med lägre klimatavtryck än tidigare betongtyper baserade på endast cement som bindemedel, uppnås genom att ersätta stora delar av cementhalten med alternativa bindemedel. De mest använda alternativa bindemedel idag är flygaska och mald, granulerad masugnsslagg (GGBS) som är restprodukter från andra industrier och som därmed inte bidrar med ytterligare klimatpåverkan från betong- och cementtillverkning.

En känd egenskap för klimatförbättrad betong med tillsats av flygaska och GGBS är att de i regel har en långsammare hållfasthetsutveckling än traditionell betong med bara rent cement (CEM I) som bindemedel. Det medför att en betong med alternativa bindemedel och samma ekvivalenta vattencementtal (v_{ctekv}) som en traditionell betong kommer att ha en lägre hållfasthet vid den tidigare standardiserade referensåldern 28 dygn än motsvarande traditionell betong.

Medan den traditionell betongen har en marginell eller ingen hållfasthetsökning i närtid efter 28 dygn, fortsätter den klimatförbättrade betongen att öka i hållfasthet p.g.a. en fortsatt reaktion mellan de alternativa bindemedlen, vatten och kalciumhydroxid som tidigare bildats när cement hydratiserats. Nya EK2, avsnitt 5.1.3(2), ger därför möjligheten att i lämpliga projekt välja en högre referensålder än 28 och upp till 91 dygn. Därmed kan man tillgodoräkna räkna sig den fortsatta hållfasthetsökningen i klimatförbättrad betong.

Dimensionerande tryckhållfasthet

I nya EK2, avsnitt 5.6.1(1), beräknas den dimensionerande tryckhållfasthet av ekvationen

$$f_{cd} = \eta_{cc} \cdot k_{tc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

där f_{ck} är den karakteristiska tryckhållfastheten, k_{tc} är en faktor som beaktar höga bestående laster, η_{cc} är en sprödhetsfaktor som beaktar skillnaden mellan tryckhållfasthet för en cylinder och den effektiva hållfastheten i en verklig konstruktion och γ_c är partialkoefficienten för säkerhet (samma som tidigare).

Bestående-lastfaktor k_{tc} motsvarar α_{cc} i den första generationens EK2 och är liksom tidigare nationellt valbar med rekommenderad värde mellan 0,85 och 1,0 beroende på referensålder och hållfasthetsutvecklingsklass. I Sverige har hittills 1,0 varit det nationella valet för den motsvarande faktorn.

Sprödhetfaktorn är en funktion av den karakteristiska hållfastheten och beräknas av

$$\eta_{cc} = \left(\frac{f_{ck,ref}}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 1,0$$

där $f_{ck,ref}$ är nationellt valbar och satt till 40 MPa som rekommenderad värde.

I första generationens EK2 beaktas betongens sprödhet med reduktionsfaktorn $\nu' = (1 - f_{ck}/250)$ som dock endast tillämpas vid beräkning av trycksträvors kapacitet i fackverksmodeller. Vid beräkning av böjmomentkapacitet i balkar och tryckkraftskapacitet i pelare används inte reduktionsfaktorn för sprödhet.

Eftersom den nya sprödhetfaktorn η_{cc} reducerar den dimensionerande tryckhållfastheten som används i tvärsnittsberäkning av t.ex. balkar och pelare, skulle kapaciteten i balkar och pelare enligt den andra generationens EK2 vara lägre än de enligt första generationen. Men bakgrundsdocumentet till SS-EN 1992-1-1:2023 visar att sprödhetens inverkan enligt den nya formuleringen är korrekt och vetenskapligt bevisad med försök. Nya EK2, avsnitt 8.1.4, ger dock också nya anvisningar för att tillgodoräkna omslutningseffekt (confined concrete) som uppstår vid användning av omslutande armering (byglar) som kompenserar reduktionen av tryckhållfasthet enligt

$$f_{cd,c} = f_{cd} + k_{conf,b} \cdot k_{conf,s} \cdot \Delta f_{cd}$$

där $k_{conf,b}$ och $k_{conf,s}$ är effektivitetsfaktorer som beror på den omslutande armeringens dimensioner och inbördes centrumavstånd. Tillägget Δf_{cd} beror på omslutande armeringens dimension, tvärsnittsarea och dimensionerande draghållfast, som bidrar till den tvärgående spänningskapaciteten.

Dessutom reduceras inte betongens brottstukning och inte höjden av det rektangulära spänningsblocket för högre hållfastheter vid beräkning av böjmomentkapacitet enligt nya EK2, avsnitt 8.1.2, vilket den gör i första generationen. Samma form på spänningsfördelning över tryckzonen gäller för alla hållfasthetsklasser. Detta kompenserar också för den nya sprödhetfaktorn i viss mån samt förenklar beräkningen.

Elasticitetsmodulen

I den första generationens EK2 ges E-modulen i en tabell som ett fixt medelvärde för varje hållfasthetsklass. I nya EK2, avsnitt 5.1.4(2), ges E-modulen av ekvationen

$$E_{cm} = k_E \cdot f_{cm}^{1/3}$$

där faktorn k_E är nationellt valbar och det rekommenderade värdet för kvartsit eller kvartshaltig ballast (t.ex. granit och gnejs) är 9500¹². För ballast av andra bergarter kan andra värden för k_E föreskrivas nationellt.

En jämförelse visar dock att de tabellerade värdena E_{cm} i första generationens EK2 stämmer rätt bra överens med ekvationen ovan om $k_E = 9500$ antas.

¹² Enheten för E_{cm} är MPa

2.4.2 Krypning och krympning

För både krypning och krympning ger den andra generationens EK2 enkla tabeller där värden på kryptal (tabell 5.2) och krympning (tabell 5.3) efter 50 år kan avläsas som funktion av hållfasthetsutvecklingsklasser, ålder vid pålastning (för kryptal), konstruktionen tjocklek (100 – 1000 mm) och relativa luftfuktigheten. I jämförelse med första generationens EK2 är detta en avsevärd förenkling för att snabbt få fram ett värde.

För högre livslängd än 50 år och tjockare tvärsnitt eller, om så önskas, noggrannare beräkning ges fullständiga beräkningsgångar med ekvationer för kryptal och krympning i den normativa bilagan B i nya EK2. Tabellerna i huvudtexten är baserade på beräkningar enligt bilaga B.

Beräkningsmetoderna och teorierna i fib Model Code 2010¹³ har legat till grund för bilaga B avseende kryptal och krympning. För kryptalsberäkning innebär det en marginell förändring mot vad som den första generationens EK2 del 1-1 ger. För krympning ger beräkning enligt nya EK2 mer konservativa (högre) värden än i första generationens EK2.

Anledningen till högre krympvärden i nya EK2 är en anpassning till senare forskning och kalibrering mot försök. Den tidigare storleksfaktorn k_h som reducerar krympning för tjockare tvärsnitt i första generationens EK2 anses nu vara felaktig eftersom diffusionsteorin (Ficks andra lag), som beräkningen baseras på, redan inbegriper en storlekseffekt. Denna ändring fick dock inte helt konsensus i kommittén och därför är både tabellen 5.3 i huvudtexten för krympning och beräkningsekvationerna i bilaga B för krympning försedda med ett nationellt val av en faktor där medlemsländer kan välja lägre krympning. Det rekommenderade värdet på denna faktor α_{NDP} är dock 1,0.

2.4.3 Beständighet

Exponeringsklasser

Exponeringsklasser för karbonatisering, klorider, frost och kemiska attacker beskrivs i både första och andra generationens EK2. De är

- XC1 – XC4 för karbonatisering;
- XS1 – XS3 för klorider från havssalt;
- XD1 – XD3 för klorider från annat än havssalt, t.ex. avisningssalt;
- XF1 – XF4 för frost- och tiningscykler;
- XA1 – XA3 för aggressiv kemisk miljö (främst i naturliga jordar och i grundvatten)

I nya EK2, tabell 6.1, har endast mest redaktionella ändringar gjorts avseende beskrivning och informativa exemplifieringar. Den formella skillnaden är att enligt

¹³ fib Model Code for Concrete Structures 2010, The International Federation for Structural Concrete, Lausanne, October 2013

överenskommelse mellan de olika CEN-kommittéerna som hanterar betong, beskrivs exponeringsklasserna framöver endast i EK2 och de dubblerade beskrivningarna tas bort i uppdateringen av den europeiska betongstandarden EN 206¹⁴.

Även definitionen av de kemiska sammansättningarna för klasserna XA1 – XA3 är nu flyttade till nya EK2, tabell 6.2, och kommer att utgå i kommande utgåva av EN 206. Man anser helt enkelt att definitionen av exponeringsklasser hör hemma i konstruktionsstandarden eftersom det är främst viktig information till konstruktören för dennes val och specifikation i konstruktionsdokument (ritningar).

I nya EK2, tabell 6.1 radgrupp 7, har också nya klasser för nötning införts. Nötningsklasserna betecknas XM1 till XM3 och är informativt exemplifierad som nötning från fordon med olik hårda däck. Till varje XM-klass ges rekommenderade värden för nationellt val på ökat täckskikt (offerskikt) om inte nötningsklassen beaktas särskilt i betongens sammansättning och val av ballast.

Exponeringsmotståndsklasser

I syfte att ge verktyg för att optimera betong avseende beständighet och klimatpåverkan har ett nytt beständighetskoncept införts i den andra generationens EK2, avsnitt 6.4. Konceptet omfattar en ny typ av klass, Exponeringsmotståndsklasser (ERC), för att klassificera betongens beständighetsegenskaper.

Tre delklasstyper inom ERC-gruppen anges:

- XRC för motstånd mot armeringskorrosion inducerad av karbonatisering av betong;
- XRDS för motstånd mot armeringskorrosion inducerad av kloridinträngning i betong;
- XRF för motstånd mot nedbrytning och avskalning av betong på grund av frost/tinings-cykler.

För klasstyperna XRC och XRDS anges två tabeller i nya EK2, tabell 6.3 respektive tabell 6.4, som ger de minsta täckande betongskikten $c_{\min, \text{dur}}$ som behövs för att motstå korrosion av karbonatisering respektive kloridinträngning. Det täckande betongskiktet $c_{\min, \text{dur}}$ avläses i tabellerna som funktion av exponeringsmotståndsklassen, exponeringsklassen och den dimensionerande livslängden (50 eller 100 år).

I dessa tabeller definieras de XRC och XRDS värden på betongens karbonatiseringshastighet respektive kloriddiffusion för en betong som utsätts för en fast definierad (och fiktiv) miljö avseende temperatur, ppm CO₂ och RF (för XRC) och kloridhalt och havsvattenexponering (för XRDS) efter 50 år. Tabellen för XRC åter ges här i Tabell 2-1 som exempel.

¹⁴ EN 206:2013+A2, Concrete - Specification, performance, production and conformity, CEN European Committee for Standardization, Brussels, March 2021

Tabell 2-1 Minsta täckande betongskikt avseende karbonatisering enligt SS-EN 1992-1-1:2023

Table 6.3 (NDP) — Minimum concrete cover $c_{min,dur}$ for carbon reinforcing steel — Carbonation

ERC	Exposure class (carbonation)							
	XC1		XC2		XC3		XC4	
	Design service life (years)							
	50	100	50	100	50	100	50	100
XRC 0,5	10	10	10	10	10	10	10	10
XRC 1	10	10	10	10	10	15	10	15
XRC 2	10	15	10	15	15	25	15	25
XRC 3	10	15	15	20	20	30	20	30
XRC 4	10	20	15	25	25	35	25	40
XRC 5	15	25	20	30	25	45	30	45
XRC 6	15	25	25	35	35	55	40	55
XRC 7	15	30	25	40	40	60	45	60

NOTE 1 XRC classes for resistance against corrosion induced by carbonation are derived from the carbonation depth [mm] (characteristic value 90 % fractile) assumed to be obtained after 50 years under reference conditions (400 ppm CO₂ in a constant 65 %-RH environment and at 20 °C). The designation value of XRC has the dimension of a carbonation rate [mm/√(years)].

NOTE 2 The recommended minimum concrete cover values $c_{min,dur}$ assume execution and curing according to EN 13670 with at least execution class 2 and curing class 2.

NOTE 3 The minimum covers can be increased by an additional safety element $\Delta c_{dur,y}$ considering special requirements (e.g. more extreme environmental conditions).

Varje klass i XRC och XRDS ges en siffra som indikerar karbonatiseringshastighet respektive kloriddiffusion för betongen i klassen. Exempelvis avser klassen XRC 4 en betong som efter 50 år har en karbonatiseringshastighet på 4 mm/år^{0.5}. Klassen XRDS 3 avser en betong som har kloriddiffusionskoefficienten 3·10⁻¹³ m²/s efter 50 år. Karbonatiseringshastigheten och kloriddiffusionskoefficienten är inte linjära med tiden och beror förutom på vattencementtalet (vct) också på typ och halt av cementersättande tillsatsmaterial (t.ex. flygaska och GGBS).

De rekommenderade värdena på $c_{min,dur}$ beaktar också en viss korrosion av armeringen innan livslängden anses vara uttömd. Enligt bakgrundsdocumentet är värdena baserade på begränsningen av 50 µm korrosion för karbonatisering och 500 µm för kloridinducerad korrosion (*pitting corrosion*). En möjlighet till justering på nationell nivå föreligger här för att beakta vad som är acceptabelt i respektive medlemsland.

Antal ERC-klasser, med eventuellt mellanliggande eller extrapolerade klasser från de rekommendera, är nationellt valbar. Och givetvis är även värdena på täckskikt $c_{min,dur}$ nationellt valbara. De rekommendera täckskiktens värdena i tabellerna är konservativt valda och nationella tillämpning måste göras för att få rimliga nivåer.

Förhoppning är att specifikationen av klasserna, d.v.s. hur en motståndsklass ska verifieras genom provning eller bedömning, ska ingå i en ny utgåva av den europeiska betongstandarden EN 206. Tyvärr, har kommittén med ansvar för den standarden nyligen avbrutit det arbeten då man inte kunde nå konsensus. I stället avser man att ta på sikt fram en teknisk rapport (CEN TR) för att ge vägledning. Det arbete har dock inte påbörjats.

I nya EK2 har risken för att uppdateringen av EN 206 m.a.p. ERC inte blir klart i tid förutsetts och därför anges där att i brist på anvisningar i EN 206 får nationella standarder användas för att verifiera ERC. Svenska Betongföreningen har inlett ett

arbete för att ge underlag till en uppdatering av den svenska tillämpningsstandarden för betong SS 137003¹⁵ samt för att ge förslag på minsta täckande betongskikt för beständighet. En kommande SS 137003 kan också komma att beskriva kraven på betongens frostbeständighet med XRF-klasser eftersom de inte heller kommer att täckas av EN 206 i närtid.

2.4.4 Tvärkraftkapacitet i brottgränstillstånd

Skjuvning utan tvärkraftsarmering

En generell ändring i nya EK2 är att tvärkraftskapaciteten konsekvent beräknas i spänningsdomänen med dimensionerande skjuvhållfastheter även för fall med tvärkraftsarmering. I den första generationens EK2 är det en blandning men mest förekommer kapaciteten i kraftdomän med dimensionerande tvärkraftskapaciteten.

Enligt nya EK2, avsnitt 8.2.1, ska skjuvhållfastheten för balkar och plattor (envägs) vara större eller lika med en skjuvspänning av lasteffekten V_{Ed} . Skjuvspänningen beräknas inte som en spänning över hela tvärsnittet med effektiva höjden d utan över bredden b_w gånger en höjd som är lika med den inre hävarmen z , vilket hållfasthetsteoretiskt är mer korrekt.

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w \cdot z}$$

Skjuvhållfasthet utan tvärkraftsarmering beräknas i den första generationens EK2 med en helt empiriskt härledd ekvation. I ny EK2, avsnitt 8.2.2, baseras beräkning av en mekanisk modell som ursprungligen publicerats som Critical Shear Crack Theory (CSCT)¹⁶ och som också ges i fib Model Code 2010. För tillämpning i nya EK2 har teorin förenklats till en ekvation som är snarlik den i först generationens EK2:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,66}{\gamma_v} \cdot \left(100\rho_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}} \geq \tau_{Rd,c,min}$$

Den nya ekvationen ovan beaktar dock också fler parametrar än tidigare. Inverkan av den effektiva skjuvspänningen i tvärsnittet $a_{cs} = M_{Ed}/V_{Ed} \geq d$ beaktas och om a_{cs} är kortare än $4d$ ersätts d i skjuvhållfasthetsekvationen ovan med $a_v = \sqrt{(0,25 a_{cs} \cdot d)}$. Därmed höjs den beräknade kapaciteten i snitt nära fritt upplagda stöd.

För skjuvning tillämpas en särskild partialsäkerhetskoefficient γ_v som är nationellt valbar och har det rekommenderade värdet 1,4 baserad på noggranna sannolikhetsutvärderingar av skjuvbrott. Böjarmeringsinnehållet betecknas fortfarande ρ_1 men har till skillnad från tidigare ingen övre begränsning vid tillämpning i ekvationen.

¹⁵ SS 137003:2021+T1:2024, Betong – Användning av SS-EN 206:2013+A2:2021 i Sverige, Svenska Institutet för Standarder, Språk: Svenska, utgåva 1, mars 2024

¹⁶ Muttoni A., Fernández Ruiz M., Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width. ACI Structural Journal, Vol. 105, N° 2, 2008, pp. 163-172

Nytt i beräkning av skjuvhållfastheten är att inverkan av stenstorleken i betongen som bidrar till gynnsam friktion i skjuvsprickan (*aggregate interlock*) beaktas med parametern d_{dg} som beror på minsta stenstorleken i den största ballastfraktionen och på betongens hållfasthet. Vid f_{ck} större än 60 MPa minskar d_{dg} vilket reflekterar att sprickor i höghållfast betong oftast går genom ballaststenar och därmed ger mindre friktion mellan sprickyterna. Storlekseffekten beaktas i ekvationen av $(d_{dg}/d)^{1/3}$.

Minsta skjuvhållfastheten som måste beaktas enligt avsnitt 8.2.1(4) beräknas av

$$\tau_{Rdc,min} = \frac{11}{\gamma_v} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}}$$

där f_{yd} är den dimensionerande flythållfastheten för böjarmeringen.

Inverkan av normalkraft hanteras med en faktor k_{vp} som funktion av normalkraften som multipliceras med d eller a_v i ekvationen för den dimensionerande skjuvhållfastheten τ_{Rdc} . Faktor blir mindre än 1,0 för tryckande normalkrafter, dvs ökar då skjuvhållfastheten, och större än 1,0 för normalkrafter i drag, dvs minskar då skjuvhållfastheten.

Det ges också en alternativ metod i avsnitt 8.2.2(5) för att beakta normalkraft med en tilläggsterm som i första generationens EK2. Men den metoden gäller endast för tryckande normalkrafter.

Skjuvning utan tvärkraftsarmering

Skjuvhållfasthet med tvärkraftsarmering i nya EK2, avsnitt 8.2.3, är som tidigare baserad på fackverksmodell med variabel lutning på trycksträvan. En nyhet är dock att det ges möjlighet till förhöjd beräknad kapacitet om armering med seghetsklass B eller C används. Seghetsklass C är den vanligt förekommande klassen för armering som används för bärande konstruktioner i Sverige.

Genomstansning

Den dimensionerande genomstansningshållfasthet enligt nya EK2, avsnitt 8.4, baseras också på CSCT och får då ett liknade utseende som för balkskjuvning:

$$\tau_{Rdc} = \frac{0,6}{\gamma_v} \cdot k_{pb} \left(100 \rho_1 \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{\frac{1}{3}} \leq \frac{0,5}{\gamma_v} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

Där k_{pb} är en förhöjningsfaktor större än 1,0 och som beror på kontrollsnittets längd i förhållande belastningsytans (pelarens) omkrets. Kontrollsnitt beräknas nu som i gamla BBK¹⁷ på avståndet $0,5d$ från pelare, vilket kan anses vara en god förbättring mot första generationens avstånd $2d$.

Fogskjuvning

Fogskjuvhållfasthet med fullt utnyttjande av tvärgående armering beräknas enligt nya EK2, avsnitt 8.2.6, i princip på samma sätt som i första generationens EK2.

¹⁷ BBK 04, Boverkets handbok om betongkonstruktioner, Boverket, Karlskrona, 2004

Dock är inverkan av betongens draghållfasthet ersatt av kvadratroten av tryckhållfastheten och begränsningsvillkoret är något modifierat:

$$\tau_{Rdi} = c_{v1} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} + \mu_v \sigma_n + \rho_i f_{yd} (\mu_v \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,30 f_{cd} + \rho_i f_{yd} \cos \alpha$$

Eftersom många pågjutningar är relativt tunna kan oftast inte fullt utnyttjande av den tvärgående armeringen säkerställas p.g.a. brist på tillgänglig förankringslängd. I nya EK2, avsnitt 8.2.6(7), har därför ovanstående ekvation för fogskjuvning kompletterats med en alternativ ekvation för beräkning av fogar med dymlingsverkan utan full förankring (t.ex. i tunnare pågjutningar):

$$\tau_{Rdi} = c_{v2} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} + \mu_v \sigma_n + k_v \rho_i f_{yd} \mu_v + k_{dowel} \rho_i \sqrt{f_{yd} \cdot f_{cd}} \leq 0,25 f_{cd}$$

Faktorerna c_{v1} , c_{v2} , μ_v , k_v och k_{dowel} beror på fogytans råhet (mycket slät, slät, skrovlig, mycket skrovlig eller med förtagningar) och ges i en enkel tabell (tabell 8.2). Faktorerna för kohesion c_v är kalibrerade mot försök med avseende på de nya ekvationerna och skiljer sig därför något från motsvarande faktorer i första generationens EK2.

2.4.5 Minimiarmering och sprickberäkning i bruksgränstillstånd

Begränsning av beräknade sprickbredder

Begränsningskraven på beräknade sprickbredder $w_{lim,calc}$ avseende utseende och beständighet ges i tabell 9.1 respektive tabell 9.2 som båda är nationellt valbara med rekommenderade värden. Man kan förvänta sig att den kommande svenska nationella bilagan kommer att ange värden som motsvarar våra tidigare begränsningar för olika exponeringsklasser och som idag ges av Boverkets EKS och Transportstyrelsen TSFS.

En nyhet är att de begränsade sprickbredderna i tabell 9.2 för beständighet kan ökas med en faktor k_{surf} om det täckande betongskiktet är tjockare än det som ges av det minsta täckskiktet $c_{min,dur}$ för den valda exponeringsmotståndsklassen plus toleransen. Bakgrunden är att sprickbreddsberäkningen är en funktion av bl.a. täckskiktets tjocklek. För mycket tjocka täckskikt (t.ex. för fall med extra täckskikt för nötning) blir den beräknade sprickbredden stor och sprickbreddsbegränsningen orimlig. Faktorn k_{surf} är en nationell valbar parameter med det rekommenderade värdet $1,0 \leq k_{surf} = c_{act}/(10 \text{ mm} + c_{min,dur}) \leq 1,5$, där c_{act} är den föreskrivna täckskiktstjockleken.

Minimiarmering för att undvika flytning av armering

Minimiarmering för sprickbreddsbegränsning enligt avsnitt 9.2.2 beräknas i princip på samma sätt som i första generationens EK2, men är något omskriven. För ren böjning ges minimiarmeringsarean på den dragna sidan av:

$$A_{s,min,w1} \geq \frac{0,2 k_h f_{ct,eff} A_c}{f_{yk}}$$

För rent drag ges minimiarmeringsarean för respektive sidor av:

$$A_{s,min,w1} = A_{s,min,w2} \geq \frac{0,5k_h f_{ct,eff} A_c}{f_{yk}}$$

För kombinationen av böjning och normalkraft ges motsvarande enkla villkor för minimiarmeringsarean. Betongarean A_c avser här hela betongtvärsnittets area och inte bara den dragna betongarean.

Värt att notera är också att armeringsspänningen ska sättas till den karakteristiska sträckgränsen f_{yk} . Ekvationerna ovan ger alltså endast minimiarmering för att förhindra flytning av armering när tvärsnittet spricker, vilket annars skulle ge okontrollerbara sprickbredder. För armering som begränsar till en viss sprickbredd hänvisas till den noggrannare beräkningen av sprickbredder, kort beskriven nedan. Det ges också en metod för bestämning av minimiarmering för att begränsa till en viss sprickbredd i den informativa bilagan S, även den kort beskriven nedan.

Koefficienten k_h som kompenserar för inverkan av ojämna egenspanningar och som medför en minskning av den skenbara draghållfastheten ges nu av mer gynnsamma villkor än de som ges i den första generationens EK2:

$$k_h = 0,8 - 0,6(\min\{b; h\} - 0,3) \begin{cases} \leq 0,8 \\ \geq 0,5 \end{cases}$$

där h är tvärsnittets höjd och b är tvärsnittsdelens bredd (t.ex. en fläns). Båda ska ges i enheten [m]. Koefficienten får därmed ungefär samma värde som ges av villkoren i Boverkets EKS idag, som alltså är lägre än i första generationens EK2.

Beräkning av sprickbredd

Ekvationerna för sprickbreddsberäkning enligt avsnitt 9.2.3 är baserade på samma principer som i första generationens EK2, men har modifierats något. Den karakteristiska sprickbredden enligt nya EK2 avser sprickbredden vid ytan och beräknas av:

$$w_{k,cal} = k_w \cdot k_{1/r} \cdot s_{r,m,cal} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

De nya koefficienterna k_w och $k_{1/r}$ avser omräkning av medelsprickbredd till karakteristisk sprickbredd respektive beaktade av inverkan av krökning på sprickbredden.

Omräkningskoefficienten k_w är nationellt valbar med rekommenderad värde 1,7. Det är den enda nationellt valbara parametern i sprickbreddsberäkningen och ger medlemsländerna möjligheten att anpassa beräknade sprickbredder till den egna önskade säkerhetsnivån.

Koefficienten som beaktar krökning är ny och ges av:

$$k_{1/r} = \frac{h - x}{h - a_{y,i} - x}$$

där x är tryckzonshöjden i sprucket tillstånd av tvärsnittet (stadium II) och $a_{y,i}$ är avståndet från centrum det yttersta dragna armeringslagret till den dragna betongytan.

Sprickavståndet beräknas som ett slutligt medelvärde av avståndet enligt:

$$s_{r,m,cal} = 1,5 \cdot c + \frac{k_{fl} \cdot k_b}{7,2} \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \leq \frac{1,3}{k_w} (h - x)$$

där c är täcksiktstjockleken, k_{fl} är en faktor som beaktar böjning, k_b är en faktor som beaktar vidhäftningsförhållandet för armeringen (god eller svag), ϕ är stångdiametern och $\rho_{p,eff}$ är armeringsinnehållet i den effektiva dragna betongsarean runt armeringen. Detta medelvärde av sprickavstånd är kortare än det maximala (karakteristiska) som användes i beräkningen enligt första generationens EK2. Men resultat i form av karakteristiskt (maximal) beräknad sprickbredd kompenseras av k_w enligt ovan.

Töjningsdifferensen av ståltöjning och betongtöjning (medelvärden) beräknas i princip som tidigare av:

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

där k_t är som tidigare en koefficient som beaktar varaktigheten och typen av last (t.ex. $k_t = 0,4$ för långtidslast) och α_e är kvoten mellan stålets och betongens E-moduler utan inverkan av kryptal.

En nyhet i del 1-1 av andra generationens EK2 är att inverkan av tvång av krympning (temperatur eller uttorkning) kan beaktas och beräknas direkt i sprickbreddsberäkningen. Det är i princip regler från tidigare delen 3 av första generationens EK2 som nu har implementerats i huvuddelen 1-1. För tvång av låsningar i konstruktionselements ändrar beräknas sprickbredden genom att bestämma stålspänningen σ_s beräknad av sprickkraften i tvärsnittet och använda det i ekvationen för töjningsdifferensen ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) ovan.

För konstruktionselement med tvång av låsning längsmed en kant (t.ex. under väggar/murar och under platta på mark) beräknas töjningsdifferensen med:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = R_{ax} \varepsilon_{free} - k_t \frac{f_{ct,eff}}{E_{cm}} \geq 0$$

där ε_{free} är den fria krympningen (t.ex. av uttorkning eller av temperatur) och R_{ax} är en tvångsfaktor som kan beräknas av en linjärelastisk analys. För det vanliga fallet med en vägg/mur med tvång mot ett låst underlag får $R_{ax} = 0,5$ antas som förenklat värde.

Minimiarmering för sprickbredds begränsning

Metod för beräkning av minimiarmering för begränsning till viss sprickbredd ges i en ny informativ bilaga S. I denna metod baseras armeringsmängden endast på den effektiva betongarean närmast dragarmeringen. Metoden är således lik beräkning av minimiarmering enligt gamla BBK. För ren böjning beräknas denna minimiarmering för sprickbredds begränsning av:

$$A_{s,min,w1} = \frac{0,8 \frac{h - h_{c,eff}}{h} f_{ct,eff} A_{c,eff}}{\sigma_{s,lim}}$$

och för rent drag beräknas minimiarmeringen för sprickbredds begränsning av:

$$A_{s,min,w1} = A_{s,min,w2} = \frac{f_{ct,eff} A_{c,eff}}{\sigma_{s,lim}}$$

Den ingående armeringsspänningen $\sigma_{s,lim}$ i balansberäkningen mellan betong och armering i drag beräknas som funktion av aktuella begränsningen av beräknad sprickbredd $w_{lim,calc}$ enligt den semi-empiriska ekvationen:

$$\sigma_{s,lim} \leq k_{\sigma 1} f_{ct,eff} \cdot \left(\frac{1}{\phi} \right) \left(-c + \sqrt{c^2 + k_{\sigma 2} \frac{E_s \cdot w_{lim,calc} \cdot \phi}{k_w \cdot k_{1/r,simpl} \cdot f_{ct,eff}}} \right)$$

där $k_{\sigma 1}$ och $k_{\sigma 2}$ är empiriska kalibreringsfaktorer med värden för varje faktor för fallen böjning och drag, och $k_{1/r,simpl}$ är en förenklad koefficient som beaktar krökning vid böjning.

2.4.6 Minimiarmering för robusthet

Reglerna för minimiarmering för robusthet enligt avsnitt 12.2 i princip samma som i första generationens EK2, men med mer generella formuleringar. För tvärsnitt utsatta för böjning med eller utan axial normalkraft $N_{Ed,min}$, ska minimiarmeringen för robusthet beräknas av minst tvärsnittets sprickmoment där även normalkraften beaktats. Kravet på tvärsnittets momentkapacitet är då:

$$M_{R,min}(N_{Ed,min}) \geq M_{cr}(N_{Ed,min})$$

Normalkraften $N_{Ed,min}$ avser brottgränstillståndet (ULS) och är den minsta tryckkraften (gynnsam) eller den största dragkraften (ogynnsam). Vid beräkning av sprickmomentet M_{cr} är betongens draghållfasthet satt till dess medelvärde f_{ctm} och inverkan av armering får försummas.

För statiskt bestämda konstruktionsdelar där böjmomentet M_{Ed} i ULS är mindre än sprickmomentet M_{cr} ges dock en möjlighet att bestämma minimiarmering för robusthet med en förenklad (och troligen gynnsammare) metod som baseras på energiupptagningsförmågan. Det dimensionerande böjmomentet får då sättas till:

$$M_{Rd,min}(N_{Ed}) = k_{dc} \cdot M_{Ed}$$

Där koefficienten k_{dc} beror på armeringens seghetsklass och sätts till 1,3 för klass A, 1,1 för klass B och 1,0 för klass C.

2.4.7 Förankrings- och skarvlängd

Enligt första generationens EK2 beräknas förankringslängden som längden av en armeringsstång som med full vidhäftning motstår dragkraften i armering. Detta vidhäftningskoncept har i nya EK2, avsnitt 11.4.2, övergetts och förenklats till en

metod där förankringslängden bestäms av en konstant som multipliceras med stängdiameter.

Konstanten hämtas ur en enkel tabell där den avläses som funktion av betongens karakteristiska hållfasthet och armeringsstångens diameter. T.ex. så får en 20 mm stång i betong C40/50 en konstant förankringslängd $40\phi = 800$ mm. Tabellen förutsätter maximal armeringsspänning för hållfasthetsklass B500 (dimensionerande draghållfasthet $\sigma_{sd} = 435$ MPa) och ett kantavstånd c_d till stängen större eller lika med $1,5\phi$. Dessutom förutsätta goda vidhäftningsförhållanden.

För andra fall där σ_{sd} är annan än 435 MPa, kantavståndet är annat än $1,5\phi$ samt andra vidhäftningsförhållanden föreligger, ges en empiriskt härledd ekvation för beräkning av förankringslängden:

$$l_{bd} = k_{lb} \cdot k_{cp} \cdot \phi \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{435}\right)^{n_\sigma} \cdot \left(\frac{25}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{\phi}{20}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{1,5\phi}{c_d}\right)^{\frac{1}{2}} \geq 10\phi$$

där k_{lb} och n_σ är nationellt valbara kalibreringsfaktorer med rekommenderade värden 50 respektive 3/2 för vanlig brottgränstillstånd, och k_{cp} är en koefficient som beror på vidhäftningsförhållandet (1,0 för god, 1,2 för dålig och 1,4 för armering monterad i t.ex. bentonit eller cement-slurry).

I snitt som inte sammanfaller med flytleder beräknas skarvlängden enligt avsnitt 11.5.2 enkelt som förankringslängden enligt ovan gånger koefficienten k_{ls} som är nationellt valbar med rekommenderade värdet 1,2. Om snittet sammanfaller med en möjlig flytled (maxmomentsnitt) bör skarvarna förskjutas eller armeringen omslutas av tvärgående armering. Enkla anvisningar för dessa åtgärder ges i standarden. Alternativt bör armeringsspänningen höjas till $1,2\sigma_{sd}$ i beräkningen av förankringslängden.

2.4.8 Sprickformation av tvång i ung ålder och efter lång tid

För utvärdering av uppsprickning av tvång i ung ålder av betong och efter lång tid ger nya EK2 råd och anvisningar i den nya informativa bilagan D. Med tvång i ung ålder avses tvånget som uppstår när betongen svalnar under härdningstiden dagarna efter gjutning. Med tvång efter lång tid avses här tvång som uppstår dels av uttorkningskrympningen, dels av tvång som uppstår av temperaturväxlingar i konstruktionen över tiden.

Bilagan ger anvisningar för bestämning av sprickrisken $R_{cr}(t) = \sigma_{ct}(t)/[0,8 \cdot f_{ct,eff}(t)]$ baserad på beräknade dragspänningar $\sigma_{ct}(t)$ av tvång från avsvälning respektive krympning och temperaturväxlingar. Vidare ges anvisningar för beräkning av sprickbredder om sprickrisken $R_{cr}(t)$ överstiger 1,0. För tvång längs med en kant ges ekvationer för produkten $R_{ax} \cdot \varepsilon_{free}$ som input till beräkning av sprickbredder enligt avsnittet 2.4.5 ovan.

2.4.9 Säkerhetsformat för icke-linjära analyser

Råd och anvisningar för säkerhetsformat för icke-linjära analyser, t.ex. icke-linjära finita-elementanalyser, i brottgränstillstånd (ULS) ges i den nya informativ bilagan F i nya EK2. Icke-linjära finita-elementanalyser är särskilt intressant för befintliga

konstruktioner med komplexa geometrier, t.ex. befintliga betongdammar, där geometrin, materialegenskaper och armeringsutformningen är kända. Vanligen kan då en högre beräknad bärförmåga uppnås än med en traditionell kontrollberäkning av tvärsnitt med lasteffekter från linjärelastiska modeller.

Eftersom bärförmågan i en icke-linjär analys bestäms av hela last-deformationsförloppet för hela den analyserade konstruktionen eller konstruktionselementet och inte genom tvärsnittsanalyser, måste säkerhetsformatet för den dimensionerande bärförmåga hanteras på ett särskilt sätt.

Bilagan ger anvisningar för tre alternativa säkerhetsformat:

- Partialfaktormetoden (PFM) där de ingående hållfastheter ges dimensionerande värden i analysen, dvs de är var och en behandlade med en partialsäkerhetsfaktor som i vanlig tvärsnittsdimensionering.
- Global faktormetod (GFM) där medelvärden av hållfastheter används i analysen. Bärförmågan (maxlastvärdet) från analysen delas sedan med en global säkerhetsfaktor. Anvisning hur denna globala säkerhetsfaktor kan beräknas av variationen mellan analysen med medelhållfastheter och en analys med karakteristiska hållfastheter ges i bilagan.
- Fullständig probabilistisk metod där ett stort antal analyser med slumpad spridning av hållfastheter och geometriska avvikelser sammanställs till ett statistiskt underlag för bestämning av bärförmågan.

För alla tre säkerhetsformat måste också modellosäkerheten beaktas. Modellosäkerhetsfaktorn är nationellt valbar och rekommenderade värden ges i bilagan. Alternativt kan modellosäkerhetsfaktorn ges av programvaruleverantörer som verifierar sina program med försöksdata och probabilistisk kalibrering.

2.4.10 Vattentäthet

Vägledning för dimensionering av betongkonstruktioner avseende vattentäthet ges i den informativa bilagan H i nya EK2. I princip har information från den utgående EK2-delen EN 1992-3 för *Behållare och avskiljande konstruktioner för vätskor och granulära material* lyfts in i nya huvuddelen EN 1992-1-1. Därmed är vägledningen numera tillämplig för betongkonstruktioner generellt. I den utgående EN 1992-3 framgick det specifikt att stora dammar inte omfattades av standarden. I nya EK2 anges inga sådana begränsningar av omfattningen.

Vattentäthet klassificeras i bilaga H med fyra täthetklasser med rekommendationer avseende sprickbildning:

- TC 0 – Visst läckage accepteras eller så är vätskeläckage irrelevant. Regler avseende sprickbredds begränsning enligt huvudtexten avsnitt 9.2.1 kan användas.
- TC 1 – Läckage bör begränsas till små mängder. Vissa fuktfläckar accepteras. Begränsningen av bredden av sprickor som förväntas gå igenom hela

konstruktionens tjocklek h i klass TC1 får definieras projektspecifikt. Men om inget annat sägs är rekommendationen att sprickbredden får begränsas till 0,20 mm eller mindre för högre hydrostatiska tryck av vattenpelare med höjden h_D där kvoten $h_D/h > 5$. Vid kvoten $h_D/h \geq 35$ är sprickbredds begränsningen 0,05 mm. Mellan dessa kvoter kan sprickbredds begränsningen interpoleras linjärt. För icke-genomgående sprickor kan avsnitt 9.2.1 tillämpas.

- TC 2 – Läckage bör minimeras. Utseendet får inte försämrats av fuktfläckar. Sprickor som förväntas bli genomgående bör generellt undvikas om inte särskilda åtgärder (t.ex. tätskikt, membran eller vattenbarriärer) tillämpas.
- TC 3 – Inget läckage tillåts. Generellt kommer speciella åtgärder (t.ex. tätskikt eller förspänning) krävas för att säkerställa vattentäthet.

För att säkerställa att inga genomgående sprickor förekommer i täthetsklasser TC 2 och TC 3 bör höjden på tryckzonen vara minst det mindre av 50 mm och $0,2h$. För böjda konstruktioner kan därmed vattentäthet uppfyllas med en tryckzonshöjd enligt detta. Sprickbredds begränsningen behöver då inte styras av krav på vattentäthet utan istället endast av krav på beständighet, vilket vanligen medför större acceptabla sprickbredder.

2.4.11 Bärighetsberäkning av befintliga konstruktioner

I den nya informativa bilagan I i nya EK2 ges anvisningar för utvärdering och bärighetsberäkning av befintliga betongkonstruktioner. Bilagan ger dimensioneringsregler för material och system som inte omfattas av huvudtexten, t.ex. släta armeringsstänger, och kompletterande regler där detaljutförandet inte stämmer överens med den som ges i huvudtexten. Bilagan beskriver också några aspekter om nedbrytning som bör beaktas vid kontroll och bärighetsberäkning av gamla betongkonstruktioner.

Vidare ges anvisningar för utvärdering av betong- och armeringshållfasthet baserade på prover från befintliga konstruktioner för användning i bärighetsberäkningar. Bilagan ger också mer nyanserade och detaljerade beräkningsekvationer för skjuvning, genomstansning och vridning som kan användas med lite mer beräkningsinsats men där det är svårt att räkna hem befintliga konstruktioner med de förenklade beräkningsgångarna som finns i huvudtexten.

2.5 ÖVRIGA EUROKODER RELEVANTA FÖR BETONGDAMMAR

2.5.1 Nya Eurokod: Grundläggande dimensioneringsregler

SS-EN 1990:2023 Eurokod - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk¹⁸ (nya EK0), som publicerades under 2023, ersätter senast i mars 2028 den första

¹⁸ SS-EN 1990:2023 Eurokod - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk, Språk: Engelska, Utgåva 2, Svenska Institutet för Standarder, april 2023 (andra generationens EK)

generationens SS-EN 1990:2002¹⁹ inklusive dess ändrings- och korrigerings-utgåvor. Men nya EK0 ersätter då också delar av SS-EN 1997-1:2005²⁰ avseende partialkoefficienter för geotekniska laster som nu är överförda till andra generationens EK0.

Lastkoefficient för vattentryck

I SS-EN 1990:2023 har vattentryck fått en egen lastkoefficient, vilka anges i standardens tabell A.1.8, se Tabell 2-2 nedan. Permanent vattentryck ges faktorn 1,20 i ogynnsam respektive 1,00 i gynnsam lastkombination i EQU, UPL samt ULS. Variabelt vattentryck ges 1,35 / 1,00 i samma gränstillstånd.

I tidigare utgåvan av EK0 har vattentryck behandlats på samma sätt som andra permanenta laster med lastfaktorn 1,35_g för permanenta delar och 1,50_g för variabla delar.

Tabell 2-2 Lastkoefficienter enligt SS-EN 1990:2023

Action or effect				Partial factors γ_F and γ_E for verification cases				
Type	Group	Symbol	Resulting effect	Structural resistance ^a	Static equilibrium and uplift ^b		Geotechnical design	
Verification case				VC1 ^a	VC2(a) ^b	VC2(b) ^b	VC3 ^c	VC4 ^d
Permanent action (G_k)	All ^f	γ_G	unfavourable	$1,35k_F$	$1,35k_F$	1,0	1,0	G_k is not factored
	Water ^l	γ_{GW}	/destabilizing	$1,2k_F$	$1,2k_F$	1,0	1,0	
	All ^f	$\gamma_{G,stb}$	stabilizing ^g	not used	1,15 ^e	1,0	not used	
	Water ^l	$\gamma_{GW,stb}$			1,0 ^e	1,0		
	All	$\gamma_{G,fav}$	favourable ^h	1,0	1,0	1,0	1,0	
Prestressing (P_k)		γ_P^k						
Variable action (Q_k)	All ^f	γ_Q	unfavourable	$1,5k_F$	$1,5k_F$	$1,5k_F$	1,3	$\gamma_{Q,red}^j$
	Water ^l	γ_{QW}		$1,35k_F$	$1,35k_F$	$1,35k_F$	1,15	1,0
	All	$\gamma_{Q,fav}$	favourable	0				
Effects of actions (E)		γ_E	unfavourable	γ_E is not applied				$1,35k_F$
		$\gamma_{E,fav}$	favourable					1,0

Konsekvensklasser

I SS-EN 1990:2023 beskrivs konsekvensklasser som används för att bedöma vilken konsekvensfaktor som skall användas för lasteffekter. I standardens tabell A.1.1, se Tabell 2-3 nedan, ges dammar ges som exempel på konstruktionstyper som kan höra till den högsta konsekvensklassen CC4.

¹⁹ SS-EN 1990:2002 Eurokod - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk, Språk: Svenska, Utgåva 1, Svenska Institutet för Standarder, juni 2002 (första generationens EK)

²⁰ SS-EN 1997-1:2005 Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner – Del 1: Allmänna regler, Språk: Svenska, Utgåva 1, februari 2005 (första generationens EK7)

Tabell 2-3 Konsekvensklasser enligt SS-EN 1990:2023

Table A.1.1 (NDP) — Examples of buildings in different consequence classes

Consequence class	Description of consequence	Examples
CC4 ^a	Highest	Nuclear power plant, dams
CC3	High	Buildings or parts of buildings where a very large number of people could be affected by failure, e.g. grandstands, concert halls, high-rise buildings
CC2	Normal	Buildings or parts of buildings not covered by CC1 or CC3
CC1	Low	Buildings or part of buildings where very few people could be affected by failure, e.g. agricultural buildings, storage buildings
CC0 ^a	Lowest	Elements other than structural, see 3.1.1.7.
^a For provisions concerning CC0 and CC4, see 4.3.		

Standardens tabell A.1.9, se Tabell 2-4 nedan, anger vilka konsekvensfaktorer som ska väljas för olika konsekvensklasser. Det saknas dock vägledning för hur den högsta klassen CC4 ska hanteras.

Tabell 2-4 Konsekvensfaktorer enligt SS-EN 1990:2023

Table A.1.9 (NDP) — Consequence factors for buildings and geotechnical structures

Consequence class (CC) ^a	Description of consequences	Consequence factor k_F
CC3	High	1,1
CC2	Normal	1,0
CC1	Low	0,9
^a The provisions in Eurocodes cover design rules for structures classified as CC1 to CC3, see 4.3.		

2.5.2 Nya Eurokod 1: Laster på bärverk

De nya standarderna inom Eurokod 1 är ännu inte publicerade. Totalt kommer nya EK1 omfatta 12 standarder för olika typer av laster, varav två standarder är nya:

- EN 1991-1-8 – *Actions from waves and currents on coastal structures*
- EN 1991-1-9 – *Atmospheric icing*

Dessa nya standarder, som ännu inte har svenska titlar, kommer troligen inte beröra betongdammar direkt. Möjligen kan viss inspiration ges till regler för dammar avseende laster från vågor och hydrodynamiska effekter ges i EN 1991-1-

8. Islasterna i EN 1991-1-9 avser rimfrost och islager på slanka konstruktioner som t.ex. torn och master, och är inte relevant för betongdammar.

Befintliga standarder inom EK1 som nu uppdateras och som kan ha relevans för betongdammar är:

- EN 1991-1-5 – Temperaturpåverkan
- EN 1991-2 – Trafiklaster på broar och andra anläggningar

De säsongsmässiga temperaturändringarna som ges i EN 1991-1-5 kommer troligen även framöver inte direkt omfatta dammkonstruktioner specifikt, men det som ges för broar kan nog också tillämpas på flera typer av konstruktioner som hör till betongdammar. Trafiklaster enligt EN 1991-2 är också tillämpbara för dammkonstruktioner som belastas med trafiklast.

2.5.3 Nya Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner

Den första generationens Eurokod 7 omfattar två delar/standarder. Nya EK7 i andra generationen omfattar tre delar samt att nya EN 1990 också omfattar grundläggande dimensioneringsregler för geotekniska konstruktioner. De tre standarderna i nya EK7 är:

- EN 1997-1 – *General rules*
- EN 1997-2 – *Ground properties*
- EN 1997-3 – *Geotechnical structures*

Del 1 omfattar generella regler, säkerhetsaspekter och karakteristiska värden. Del 2 omfattar anvisningar för att bestämma geotekniska parametrar genom provning. Del 3 omfattar dimensioneringsregler för specifika geokonstruktioner och ger beräkningsmodeller för dessa i bilagor. Ingen av EK7:s nya delar har ännu publicerats men del 2 är i princip klar och kommer enligt uppgift från IEG publiceras av SIS inom kort (november/december 2024?).

Vid en avstämning med ledande personer inom IEG (Implementeringskommissionen för Europastandarder inom Geoteknik) framkom att IEG förbereder vägledning för dimensionering och verifiering av dammkonstruktioner med tillämpning av Eurokod 7 ²¹. Arbete med en rapport med vägledning för nationella val för fyllnings- och gruvdammar pågår för närvarande (hösten 2024). Ett IEG projekt för vägledning för grundläggning och stabilitet av betongdammar med tillämpning av nya EK7 är under uppstart. Rapporten från det projektet avser då att behandla berggrundens bärförmåga, förankring, stjälpning och glidning av betongdammar.

En analys av skillnader mellan utkast av andra generationens Eurokod 7 och RIDAS avseende dimensionering av fyllnadsdammar har nyligen publicerats av Energiforsk ²². Författarna av den rapporten sammanfattar att RIDAS även

²¹ IEG, projekt B5 Dammkonstruktioner, <https://ieg.nu/delsomrade/b5-dammkonstruktion/> (hämtad 2024-10-07)

²² Molinder G., et al., Dimensionering av fyllnadsdammar enligt Eurokod. Analys av skillnader mellan utkast för Eurokod 7 Gen. 2 och RIDAS, Rapport 2024:1046, Energiforsk AB, 2024

fortsättningsvis kommer att behövas som vägledning för dimensionering av fyllnadsdammar, även om RIDAS bör uppdateras för att harmonisera med de nya Eurokoderna. I en motsvarande GAP-analys dras slutsatserna att på några områden är reglerna i Eurokod 7 otillräckliga eller farliga i jämförelse med nuvarande RIDAS för dimensionering av fyllnadsdammar.

3 Eurokod i RIDAS TV9

3.1 ALLMÄNT OM EUROKOD I RIDAS

Tillämpningsvägledningen TV9 är avsedd att gälla vid nybyggnad samt vid analys, ombyggnad, reparation och förstärkning av befintliga betongkonstruktioner som är av betydelse för dammsäkerheten.

Tillämpningsvägledningen TV9 ger riktlinjer för stabilitetsvillkor och tvärsnittsdimensionering av betongdammar. Stabilitetsvillkoren analyseras i en angränsande studie benämnd "Tillämpning av Eurokod 7, generation 2, på grundläggning och stabilitet av betongdammar" och berörs ej av denna rapport.

RIDAS tillämpningsvägledning bör ses som en riktlinje i enlighet med det avsteg gällande dammar som anges i avsnitt 1.1 i SS-EN 1990:2002 ²³ :

"Anm: För dimensionering av speciella byggnadsverk (t ex kärnkraftverk, dammar m m), kan andra regler och föreskrifter erfordras än de som anges i EN1990 t o m EN 1999."

I kapitel 3 anges de viktigaste avstegen och kompletteringarna som RIDAS gör gentemot EN 1990 samt EN 1992.

3.2 TVÄRSNITTSANALYS

För brott i tvärsnittet görs verifiering genom partialkoefficientmetoden enligt Eurokoder SS-EN 1990 – SS-EN 1999 och EKS 12 ²⁴.

Tabell 3-1 nedan visar tillförlitlighetsvärden β och partialkoefficienter γ_d , γ_K samt γ_{dK} för olika dammsäkerhetsklasser. β kan användas som riktvärde vid sannolikhetsbaserade beräkningar för stabilitetsanalys.

Tabell 3-1 Tillförlitlighetsvärden och partialkoefficienter

Dammsäkerhetsklass	β	γ_d	γ_K	γ_{dK}
A	5,2 ¹⁾	1,1 ³⁾	1,2	1,3
B	4,7 ^{1,2)}	1,0 ^{3,4)}	1,2	1,2
C	4,2 ^{1,2)}	0,91 ^{3,4)}	1,2	1,1
D, E	3,8 ²⁾	0,83 ⁴⁾	1,2	1,0

1) Rekommenderade värden för säkerhetsklasserna RC1-RC3 enligt tabell B2 i SS-EN1990 [1].

2) Rekommenderade värden för säkerhetsklass 1-3 enligt B1§ i EKS.

3) Rekommenderade värden för justering av säkerhetsnivå i partialkoefficientmetoden enligt tabell B3 i SS-EN1990.

4) Rekommenderade värden för justering av säkerhetsnivå i partialkoefficientmetoden enligt B6§ i EKS8.

²³ SS-EN 1990:2002 Eurokod - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk, Språk: Svenska, Utgåva 1, Svenska Institutet för Standarder, juni 2002 (första generationens EK)

²⁴ EKS 12, Boverkets föreskrifter och allmänna råd (2011:10) om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder), BFS 2011:10 med ändringar till och med BFS 2022:4, 2022

3.3 LASTER

Vattenlast

RIDAS skiljer på permanent och variabel vattenlast och förtydligar innebörden av dessa. Generellt antas vattentryck upp till dämmningsgräns (DG) motsvara det permanenta vattentrycket, medan variationer i vattentryck orsakade av överdämning, svallning, tryckslag, strömmande vatten etc. är att betrakta som variabla laster. Storleken på den variabla delen beror på dammens flödesdimensioneringsklass (FDK). Vid FDK I ansätts vattenytan till dammkrön eller högre. Vid FDK II ansätts vattenytan till den nivå som kan förväntas vid ett FDK II-flöde. Enligt den senaste utgåvan av Riktlinjer för bestämning av flöden²⁵ har dock flödesdimensioneringsklasser utgått och ersatts av en differentierat kravställning som följer konsekvenserna av dammhaveri vid högflödessituationer.

Islaster

RIDAS föreskriver en horisontell islast med intensiteten 50 – 200 kN per meter dammlängd beroende på geografiskt läge, höjd över havet samt lokala förhållanden vid dammen. Islasten antas angripa på en tredjedel av isens tjocklek räknat från isens överkant.

3.4 LASTKOMBINERING

För den permanenta lastdelen av vattenlasten används partialkoefficienter enligt EN 1990 lastkombination 6.10a och 6.10b. För exceptionella vattentryck reduceras lastfaktorn på den variabla delen från 1,5 till 1,3.

3.5 TÄCKANDE BETONGSKIKT

Med hänsyn till nötning föreskriver RIDAS ett något större täckande betongskikt än motsvarande c_{nom} i EN 1992-1. Minimivärden framgår av RIDAS TV 9 10.3 och redovisas i Tabell 3-2 nedan.

Tabell 3-2 – Täckande betongskikt enligt RIDAS

Konstruktionsdel	TB _{min} (mm)
Skibord och pelarsidor mot strömmande vatten	70
Stötbotten och energiomvandlare nedströms utskov	100
Bottenplattas undersida vid gjutning mot jord	100
"- "- gjutning mot berg	50
Övriga konstruktionsdelar mot vatten	50
Övriga konstruktionsdelar mot luft	40

²⁵ Riktlinjer för bestämning av dimensionerande flöden för dammanläggningar, Utgåva 2022, Svenska kraftnät, Energiföretagen Sverige och SveMin.

3.6 SPRICKVIDDSBEGRÄNSNING OCH MINIMIARMERING

Enligt RIDAS kapitel 7.2.3 bör sprickbredden w_k inte överstiga 0,20 mm i konstruktioner belastade av ensidigt vattentryck. Men det anges också att detta krav i många fall innebär orimligt hög armeringsmängd, varför det i vissa fall kan tillåtas att $w_k = 0,30$ mm. För ytor mot luft bör w_k inte överstiga 0,30 mm.

Det anges inte vad som i sammanhanget är att betrakta som en orimligt stor armeringsmängd.

I RIDAS TV9 kapitel 5.2 förtydligas att minimiarmering för sprickviddsbegränsning framför allt är ett beständighetskrav, och anger följande alternativ till Eurokods beräkning av minimiarmering:

”Minimiarmering för sprickbredds begränsning kan beräknas enligt SS-EN 1992-1-1 avsnitt 7.3.2 och 7.3.3, där k i ekvation (7.1) bestäms enligt EKS 11²⁶, avdelning D kapitel 2.1.1 4a§, om inte dammägaren har andra krav. I dessa beräkningar behöver inte täckande betongskikt sättas större än 50 mm.

För konstruktioner med krav på maximalt 0,3 mm sprickbredd erfordras dock inte mer minimiarmering per sida av ett tvärsnitt än:

- Fristående väggar: Horisontellt $\varnothing 20$ s120, vertikalt $\varnothing 20$ s200
- Plattor och väggar gjutna mot berg: Rutnät $\varnothing 20$ s120

Ovanstående övre begränsning av minimiarmering för sprickbredds begränsning förutsätter betong C30/37 med cement CEM I med moderat värmeutveckling utan kylning, täcksikt 70 mm, stångdiameter 20 mm, samt maximalt 3 m gjutetappshöjd.

Detta ska jämföras med Eurokod 1992-1, där minimiarmering beräknas enligt 9.2.2, eftersom armeringen inte bör tillåtas uppnå flytgräns och därmed orsaka omfattande uppsprickning. Det kan konstateras att den av RIDAS föreskrivna minimiarmeringen $\varnothing 20$ s120 uppnås redan vid en tvärsnittstjocklek på ca 1,8 m med samma förutsättningar som ovan, vilket framgår av bilaga C.

²⁶ EKS 11, Boverkets konstruktionsregler BFS 2011:10 med ändringar t.o.m. BFS 2019:1, 2019

4 Fallstudie

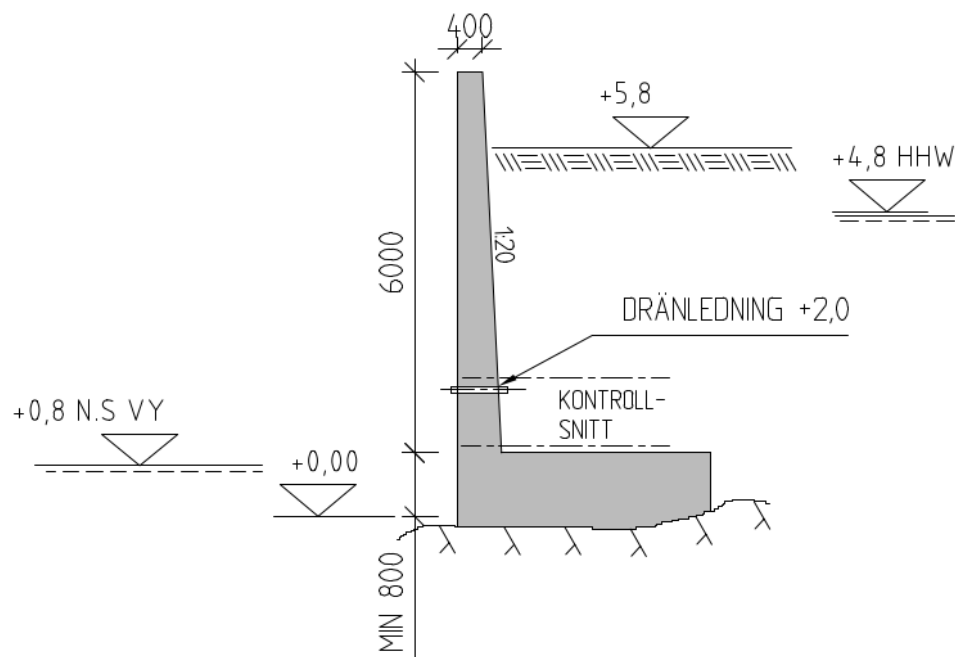
I det följande redovisas en fallstudie med jämförelseberäkningar med nya EK2:2023 respektive med RIDAS TV9/EK2:2005/EKS. Först jämförs beräkningar av två olika typer av konstruktionselement; en ledmur och en frontplatta i en lamelldamm. Sedan jämförs beräkningar av minimiarmering generellt som funktion av konstruktionstjockleken.

4.1 DEFINIERADE KONSTRUKTIONSELEMENT

Jämförelseberäkningarna har utförts på två fiktiva konstruktionselement. De är i första hand utformade för att visa skillnader mellan gamla och nya EK2 och är inte optimerade ur materialhänseende.

4.1.1 Ledmur – Infästning mellan bottenplatta och frontmur

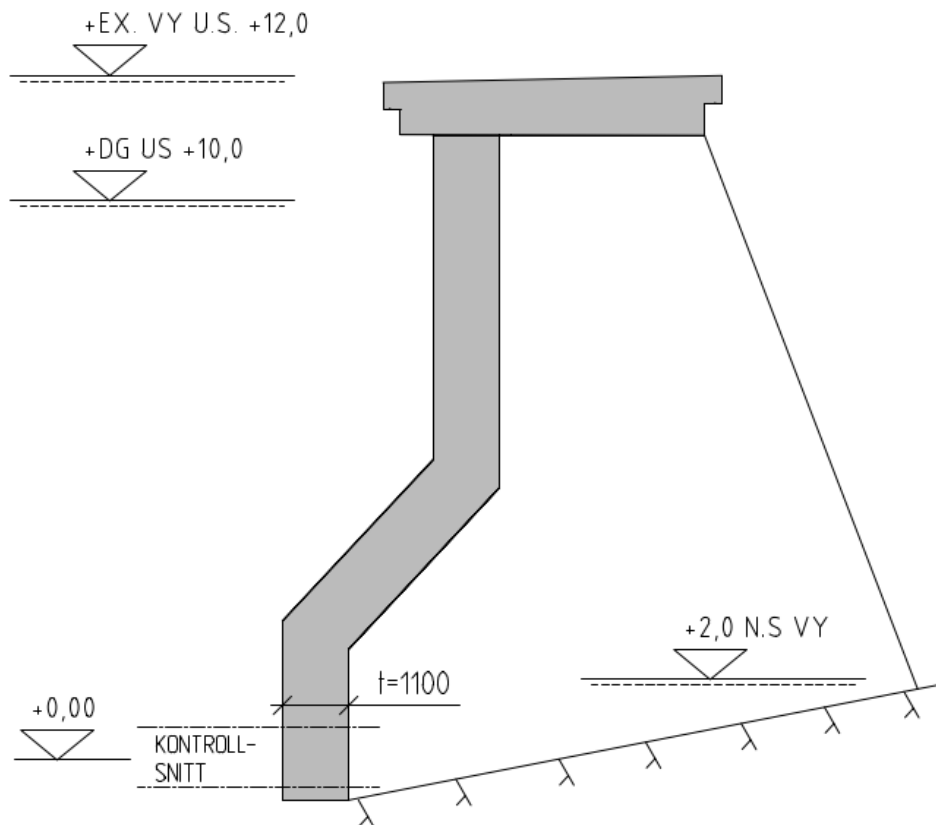
Konstruktionselement 1 redovisar infästning mellan mur och bottenplatta på en motfylld ledmur. Konstruktionen är dränerad men kan under korta perioder utsättas för stort grundvattentryck.



Figur 4-1 Konstruktionselement 1 - ledmur

4.1.2 Frontplatta i lamelldamm

Konstruktionselement 2 redovisar dimensionering av en frontplatta på en lamelldamm. Den är utsatt för ett permanent vattentryck upp till dämningssgräns (DG) men utformas också för att klara en tillfällig överdämning upp till dammkrön.



Figur 4-2 Konstruktionselement 2 – frontplatta i lamelldamm

4.2 RESULTAT FRÅN BERÄKNINGAR FÖR KONSTRUKTIONSELEMENT

Andra generationens EK0, SS-EN 1990:2023, ger nya lastfaktorer för vattentryck. Detta ger då ca 11-12 % lägre lasteffekt på konstruktionselementen i de föreliggande exemplen. Vid beräkning enligt nya EK2:2023, har dock samma laster och lasteffekter som de beräknade enligt RIDAS TV9 antagits för att underlätta jämförelsen mellan nya och gamla EK2. Resultaten från beräkningarna och jämförelser mellan nya EK2:2023 och första generationens EK2:2005 redovisas här nedan i tabellform, se Tabell 4-1 och Tabell 4-2.

Beräkningar redovisas i detalj i bilagorna A och B.

4.2.1 Resultat ledmur – infästning mellan bottenplatta och frontmur

Tabell 4-1 ger resultat från beräkningarna av ledmuren enligt EK2:2005 (med tillämpning enligt RIDAS och EKS) och enligt nya EK2:2023. Tabellen ger också en jämförelse i form av ökning i procent om nya EK2 är mer konservativ och en minskning i procent om nya EK2 är mer gynnsam.

Armeringsbehovet av dimensionerande böjmoment i brottgränstillståndet (ULS) är samma med nya EK2:2023 (8.1.2). Detta eftersom beräkning med rektangulärt spänningsblock gäller för både nya och gamla EK2. Med den låga hållfasthetsklass som förutsätts i exemplet ger nya EK2:2023 (5.1.6) inte heller någon sprödhetsreduktion för den dimensionerande tryckhållfastheten.

Armeringsbehovet av böjmoment i bruksgränstillstånd (SLS) med avseende på sprickbredd blev i detta exempel mindre med nya EK2:2023. Detta beror på att för RIDAS/EK2:2005 (7.3.4) beräknas armeringen för att uppnå $w_k \leq 0,20$ mm p.g.a. krav på vattentätet. För EK2:2023 (9.2.3) utnyttjas här villkoret i Bilaga H att när tryckzonen x är större än 50 mm kan tvärsnittet anses vara vattentät. Krav på största bredden för en böjspricka kan då ökas till $w_k \leq 0,30$ mm med avseende på beständighet, vilket minskar behovet av armering i SLS.

Vertikal minimiarmering för robusthet är lägre för nya EK2:2023 (12.2) eftersom gynnsam inverkan av axiella tryckkraften får medräknas. Det ökar sprickmomentet något i detta fall och minskar därmed armeringsbehovet.

Den horisontella armeringen i muren har i detta exempel ingen påverkan från yttre last. Minimiarmering för beaktade av att armeringsstålet inte uppnår sträckgränsen och därmed inte kan kontrollera sprickbredder och omfördela till fler sprickor måste dock alltid tillgodoses. För konstruktionstjockleken i detta exempel är reduktionsfaktorn k enligt RIDAS/EKS (D 4a §) något gynnsammare än motsvarande faktor i EK2:2023 (9.2.2) och därmed ger nya EK2 ett högre minimiarmeringsbehov med avseende på villkoret att sträckgränsen inte överskrids.

Tabell 4-1 Resultat och jämförelse av beräkningar av ledmur

Resultat	Enhet	EK2:2005/ RIDAS/EKS	EK2:2023	ökn/minskn %
Vertikal armering:				
A_s ULS (brott)	cm ² /m	9,9	9,9	0 %
A_s SLS (bruks)	cm ² /m	13,0	11,7	-10 %
$A_{s,min}$ (robusthet)	cm ² /m	9,7	8,3	-14 %
Horisontell armering:				
$A_{s,min}$ ($\sigma_s = f_{yk}$)	cm ² /m	10,2	11,4	12 %
$A_{s,min}$ (begränsning w_k)	cm ² /m	25,4	30,5 ¹⁾ 14,9 ²⁾	20 % -41 %
Tvärkraft:				
$V_{Ed} / V_{Rd,c}$ (utnyttjande)	-	0,78	0,66	-15%
Förankringslängd, l_{bd}	mm	618	790	28%
Skarvlängd, l_0 resp l_{sd}	mm	927	948	2%

Not. ¹⁾ Minimiarmering för sprickbreddsbegränsning enligt EK2:2023 Bilaga S

²⁾ Armering enligt noggrannare beräkning avseende tvång enligt EK2:2023 Bilaga D

För de förenklade beräkningsmetoderna för bestämning av miniarmering i horisontell led avseende begränsning till vattentät sprickbredd är den i

RIDAS/EK2:2005 (tabellmetoden 7.3.3) gynnsammare i detta fall än den i nya EK2:2023 (bilaga S). Den begränsande sprickbredden för vattentäthet är i beräkningen enligt RIDAS satt till $w_k \leq 0,20$ mm. Enligt nya EK2:2023 (bilaga H) bestäms motsvarande sprickbredd i täthetsklass TC1 som funktion av vattentrycket och blir i detta fall $w_k \leq 0,198$ mm, dvs i stort sett samma eftersom vattentrycket är relativt lågt.

Möjligheten att noggrannare beräkna armering av tvång enligt EK2:2023 (bilaga D) ger dock betydligt mindre armering än den förenklade beräkningen och är mer gynnsam än RIDAS/EK2:2005. Det förutsätter dock att betongsammansättning, betongtemperatur och -värmeutveckling samt temperatur vid och efter gjutning är kända eller kan bedömas. I detta beräkningsexempel är konservativa antaganden gjorda men mer nyanserad data kan fås med analysverktyg som t.ex. ConTeSt Pro²⁷ eller HETT22²⁸.

Tvärkraftskapaciteten är i detta fall högre enligt EK2:2023 (8.2.2) än enligt RIDAS/EK2:2005 (6.2.2). Värt att notera i beräkningarna är att det är minimiskjuvhållfastheten i båda versionerna som är dimensionerande, vilket beror på det låga armeringsinnehållet i detta fall. Nya EK2:2023 (8.2.2) ger också möjligheten att minska partialsäkerhetskoefficienten γ_V för skjuvning genom att beakta en dimensionerad effektiv höjd d_d enligt Bilaga A.3(6), vilket i detta fall gav ytterligare högre dimensionerande skjuvhållfasthet.

Förankringslängden är i detta fall längre enligt EK2:2023 (11.4.2) än enligt RIDAS/EK2:2005 (8.4.4). Kalibreringsfaktorn k_{lb} för förankringslängden enligt EK2:2023 är dock en nationellt valbar parameter med konservativ rekommendation som kan komma att bli justerad i ett kommande svenskt val.

Skarvlängden är i detta fall ungefär samma enligt EK2:2023 (11.5.2) som enligt RIDAS/EK2:2005 (8.7.3). I båda versionerna beräknas skarvlängden som en faktor gånger förankringslängden. Faktorn i detta fall är 1,5 enligt EK2:2005 men bara 1,2 enligt EK2:2023. Då förankringslängden är längre enligt nya EK2 blir skarvlängden blir i detta fall ungefär lika långa för båda versionerna.

4.2.2 Resultat frontplatta i lamelldamm

Tabell 4-2 ger resultat från beräkningarna av frontplattan i en lamelldamm enligt EK2:2005 (med tillämpning enligt RIDAS och EKS) och enligt nya EK2:2023. Tabellen ger också en jämförelse i form av ökning i procent om nya EK2 är mer konservativ och en minskning i procent om nya EK2 är mer gynnsam.

För armering i brottgräns (ULS) är det exakt samma beräkning med rektangulärt spänningsblock gäller för både nya och gamla EK2, vilket då ger samma resultat.

För armering i bruksgränstillstånd gav beräkningen enligt nya EK2:2023 mindre armeringsmängd. För RIDAS/EK2:2005 beräknas dock armeringen för att uppnå

²⁷ ConTeSt Pro, "User's Manual - Program for Temperature and Stress Calculations in Concrete". Developed by JEJMS Concrete AB in co-operation with Lulea University of Technology, Cementa AB and Peab AB. Luleå, Sweden, 2003, 198 pp.

²⁸ HETT22, prognosverktyg för simulering av betongens temperatur- och hållfasthetsutveckling i en konstruktion. <https://www.cement.heidelbergmaterials.se/sv/hett22> (hämtad 2024-11-22)

$w_{kmax}=0,20$ mm. För EK2:2023 utnyttjas villkoret att tryckzonen x är större än 50 mm och att bredden för tillåten böjspricka då kan ökas till $w_{kmax} = 0,30$ mm. Skillnaden beror också på att i beräkningen enligt EK2:2005 i detta fall har en tvångskraft antagits medan för EK2:2023 har tvångstøjningen beräknats enligt nya bilagan D. Kylning av betongen vid gjutning har beaktats vid beräkning av tvångstøjning enligt Bilaga D.

Den lägre mängden av robusthetsarmering med EK2:2023 beror på den mer noggrannare beräkningen av sprickmomentet för bestämning av den minimiarmering som erfordras.

Minimiarmeringen för att undvika att armeringens sträckgräns överskrids (armeringen flyter) blir samma enligt både nya och gamla EK2. För konstruktions-tjockleken (och tjockare) i detta exempel har reduktionsfaktorn k enligt RIDAS/EKS samma värde som motsvarande faktor i EK2:2023, dvs minimivärdet 0,5.

Beräkningsmetoden enligt bilaga S i EK:2023 ger i detta fall en något mindre minimiarmeringsmängd än metoden enligt BAW i RIDAS/EK2:2005 för begränsning av genomgående sprickor för vattentäthet. Det bör då nämnas att i beräkningen enligt BAW har kylning av betongen vid gjutning beaktats. Det är samma kylningseffekt som beaktas vid beräkning av tvångstøjningen enligt bilaga D i EK2:2023 för sprickberäkningen i SLS, se ovan.

Kryptalet enligt EK2:2023 är i detta fall något högre än kryptalet enligt gamla EK2:2005.

Tabell 4-2 Resultat och jämförelse av beräkningar av frontplatta i lamelldamm

Resultat	Enhet	EK2:2005/ RIDAS/EKS	EK2:2023	ökn/minskn %
Horisontell armering:				
A_s ULS (brott)	cm ² /m	29,7	29,7	0%
A_s SLS (bruks)	cm ² /m	55,0	50,6	-8%
$A_{s,min}$ (robusthet)	cm ² /m	16,8	14,9	-11%
$A_{s,min}$ ($\sigma_s = f_{yk}$)	cm ² /m	17,6	17,6	0%
$A_{s,min}$ (begränsning w_k)	cm ² /m	43,8	42,6	-3%
ϕ (kryptal)	-	1,752	1,969	12%
Tvärkraft:				
$V_{Ed} / V_{Rd,c}$ (utnyttjande)	-	1,16	1,23	6%
A_{sw} (erfordrad skjuvarmering)	cm ² /m	9,47	9,47	0%
Förankringslängd, l_{bd}	mm	772	985	28%
Skarvlängd, l_0 resp l_{sd}	mm	1158	1182	2%
Konsolberäkning med fackverk:				
$\sigma_c / \sigma_{cmaxCCT}$ (CCT-nod vid armering)	-	0,0834	0,0871	4%
$\sigma_c / \sigma_{cmaxCCC}$ (CCC-nod vid lamell)	-	0,1064	0,0915	-14%
$A_{s,konsol}$ (konsolarmering)	cm ² /m	4,91	4,91	0%

Tvärkraftskapaciteten är i detta fall något högre enligt EK2:2005 än enligt EK2:2023. I detta fall är inte minimiskjuvhållfastheten dimensionerande, varken enligt EK2:2005 eller enligt EK2:2023. I båda fallen är dock utnyttjandegraden större än 1,0 och skjuvarmering erfordras. Eftersom beräkning av skjuvarmering med fackverksmetoden principiellt inte ändras mellan gamla och nya EK2, ger båda beräkningar samma erforderliga mängd skjuvarmering.

Förankringslängden är även i detta fall längre enligt EK2:2023 än enligt RIDAS/EK2:2005. Skarvlängden är dock också i detta fall ungefär samma enligt EK2:2023 som enligt RIDAS/EK2:2005.

För beräkningen av konsolen är utnyttjandegraden för trycksträvan i fackverksmodellen låg både enligt nya och gamla EK2. Skillnader finns i kapaciteten i olika typer av noder. I detta fall har noden på armeringssidan (CCT = tryck-tryck-drag) något högre kapacitet enligt EK2:2005 och noden på trycksidan mot lamellen (CCC = tryck-tryck-tryck) har högre kapacitet enligt EK2:2023. Dragbandskraften och erforderlig konsolarmering är dock samma i båda beräkningarna, eftersom det är samma fackverksmodell som antas.

4.3 JÄMFÖRELSE AV MINIMIARMERING

Som förarbete till RIDAS TV9 ²⁹ undersöktes tillämpningen av första generationens Eurokoder för betongdammar på den svenska marknaden i ett Energiforsk projekt ³⁰. I det arbetet ingick en utredning av minimiarmering som ledde till rekommendationen att tillämpa den tyska metoden för vattenbyggnads-konstruktioner enligt BAW ³¹ för tjocka konstruktionstvärnsnitt. Under vissa förutsättningar rekommenderas dock att inte mer minimiarmering per sida erfordras än:

- För fristående väggar: horisontellt $\phi 20$ s120 och vertikalt $\phi 20$ s200
- För plattor och väggar gjutna mot berg: rutnät $\phi 20$ s120

Förutsättningarna för ovanstående var en maximal sprickbredd 0,3 mm, betong C30/37, cement CEM I med moderat värmeutveckling, ingen kylning, täckande betongskikt 70 mm, stångdiameter 20 mm samt maximalt 3 m gjutetappshöjd.

I den följande jämförelsen mellan RIDAS TV9 och nya EK2 har ovanstående förutsättningar tillämpats i en parametrisk jämförelse med konstruktionstjockleken h som variabel. Studien har sedan kompletterats med jämförelser där kylning av betong tillämpas, där andra gjutetappshöjder och där max sprickbredd 0,20 mm antagits. Detaljerade beräkningsgångar redovisas i Bilaga C.

²⁹ RIDAS – Energiföretagens riktlinjer för dammsäkerhet Tillämpningsvägledning Kapitel 9 Betongdammar, TV9, En rapport från Energiföretagen, oktober 2020

³⁰ Andersson P. et al., Eurokoder för dimensionering av betongdammar, Rapport 2016:309, Energiforsk AB, 2016.

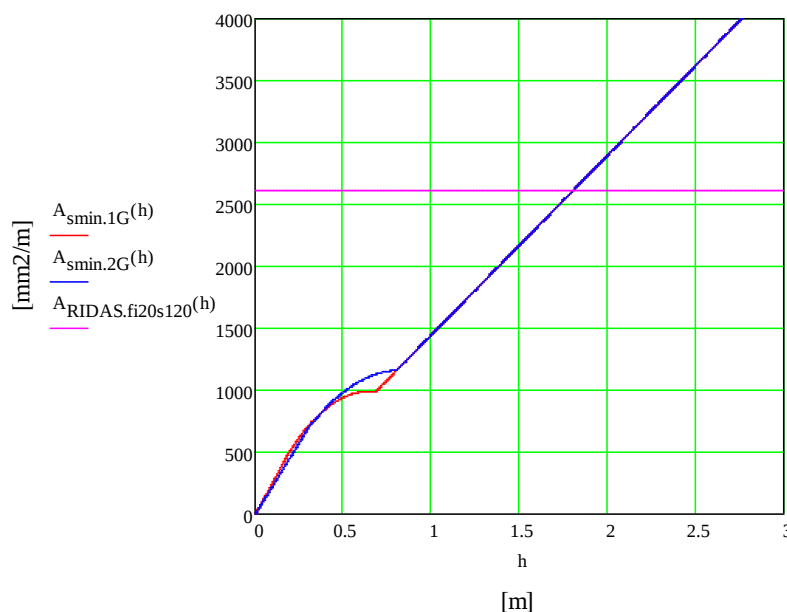
³¹ BAW Merkblatt, Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken (MFZ). Bundesanstalt für Wasserbau, November 2011, Karlsruhe.

4.3.1 Jämförelse av minimiarmering för att undvika flytning av armering

Figur 4-3 visar minimiarmeringen som funktion och konstruktionstjockleken h för gamla EK2 (1G) med nationellt val enligt Boverkets EKS, för nya EK2 (2G) och för begränsningen enligt RIDAS TV9 till $\phi 20$ s120. Armeringsmängderna avser armeringen på en sida av tvärsnittet. Begränsningen i RIDAS TV9 motsvarar då $2618 \text{ mm}^2/\text{m}$.

Som framgår av figuren är det inte någon större skillnad mellan minimiarmering enligt den första generationens EK2 med val enligt EKS och minimiarmering enligt nya EK2 där armeringsspänningen satts till den karakteristiska sträckgränsen f_{yk} i båda beräkningarna. Den lilla avvikelser mellan beräkningarna inom spannet ca 0,5 m till 0,8 m tjocklek beror på skillnaden i koefficienten k (enligt EKS) respektive k_h (enligt nya EK2) som kompenserar för inverkan av ojämna egenspanningar.

Den övre begränsningen av minimiarmeringen enligt RIDAS sammanfaller med minimiarmering enligt gamla och nya EK2 vid tjockleken 1,8 m.

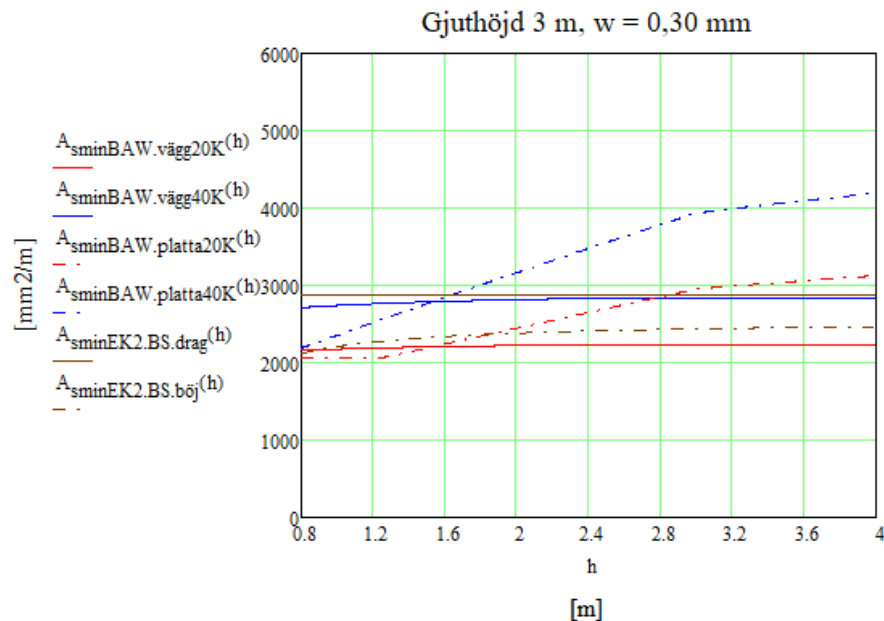


Figur 4-3 Jämförelse mellan minimiarmering enligt EK2:2005 med EKS (1G) och EK2:2023 (2G) där armeringsspänningen begränsas till f_{yk} samt begränsningen av minimiarmeringen enligt RIDAS (fi20s120). Kurvorna gäller för betonghållfasthetsklass C30/37.

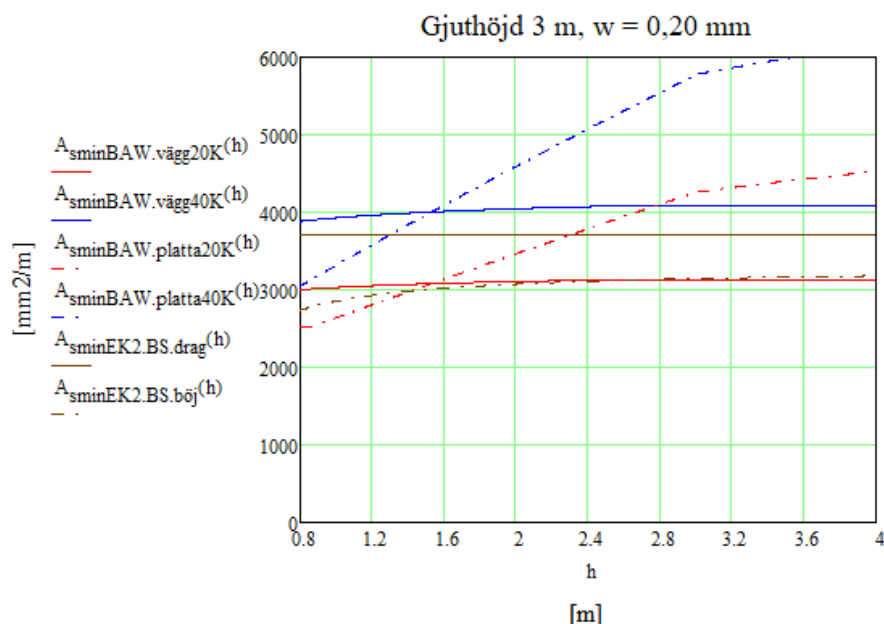
4.3.2 Jämförelse av minimiarmering för sprickbredds begränsning

Figur 4-4 till Figur 4-7 visar jämförelser av minimiarmering för sprickbredds begränsning som funktion av konstruktionstjockleken enligt BAW (RIDAS TV9) och enligt Bilaga S i nya EK2. Kurvorna i figurerna gäller för fasta antagande av gjutpallshöjd i väggar/murar (3 m eller 6 m) och fasta antagande av sprickbredds begränsning (0,30 mm eller 0,20 mm). Samtliga kurvor gäller för betonghållfasthetsklass C30/37, täcksikt 70 mm och armeringsstångdiameter 20 mm. Eftersom beräkning enligt BAW är begränsad till tjocklekar på minst 0,8 m begränsas figurerna endast för tjockleken 0,8 m och större, här upp till 4 m.

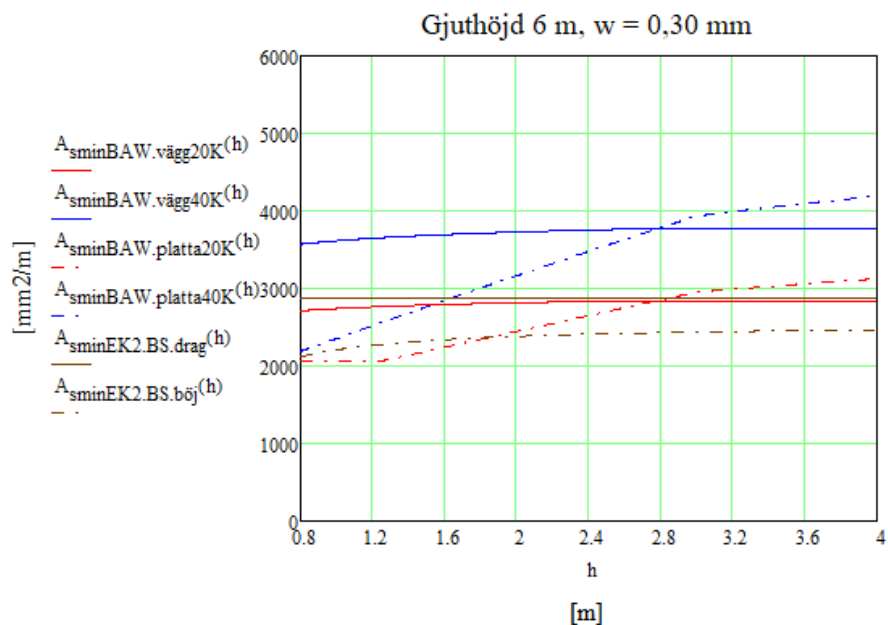
Kurvorna enligt BAW ges för väggar/murar och för plattor på mark samt för fall med kylning som antas ge en adiabatisk värmeökning på max 20 °K och för fall utan kylning som antas ge en adiabatisk värmeökning på max 40 °K efter gjutning. Kurvorna enligt nya EK2 Bilaga S ges för fall med rent drag i tvärsnittet, som kan antas gälla för väggar/murar, och för fall med böjning i tvärsnittet, som kan antas gälla för tjocka plattor på mark.



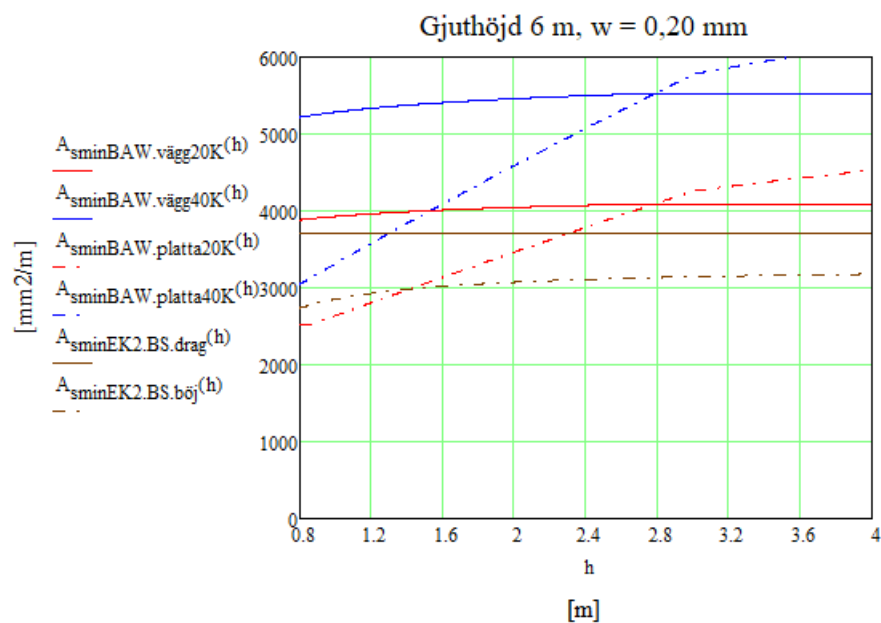
Figur 4-4 Jämförelse mellan minimiarmering enligt BAW (vägg respektive platta och temperaturökning 20 K med kylning respektive 40 K utan kylning) och enligt EK2:2023 Bilaga S (rent drag respektive ren böjning). Kurvorna gäller för betong C30/37, c = 70 mm, ϕ = 20 mm, gjutpallshöjd 3 m, och max sprickbredd 0,30 mm.



Figur 4-5 Jämförelse mellan minimiarmering enligt BAW (vägg respektive platta och temperaturökning 20 K med kylning respektive 40 K utan kylning) och enligt EK2:2023 Bilaga S (rent drag respektive ren böjning). Kurvorna gäller för betong C30/37, c = 70 mm, ϕ = 20 mm, gjutpallshöjd 3 m, och max sprickbredd 0,20 mm.



Figur 4-6 Jämförelse mellan minimiarmering enligt BAW (vägg respektive platta och temperaturökning 20 K med kylning respektive 40 K utan kylning) och enligt EK2:2023 Bilaga S (rent drag respektive ren böjning). Kurvorna gäller för betong C30/37, $c = 70$ mm, $\phi = 20$ mm, gjutpallshöjd 6 m, och max sprickbredd 0,20 mm.



Figur 4-7 Jämförelse mellan minimiarmering enligt BAW (vägg respektive platta och temperaturökning 20 K med kylning respektive 40 K utan kylning) och enligt EK2:2023 Bilaga S (rent drag respektive ren böjning). Kurvorna gäller för betong C30/37, $c = 70$ mm, $\phi = 20$ mm, gjutpallshöjd 6 m, och max sprickbredd 0,20 mm.

För fallet med väggar med gjuthöjd 3 m och sprickbredds begränsning 0,30 mm ger nya EK2 Bilaga S ett minimiarmeringsbehov som är ungefär lika med det som ges av BAW utan kylning. För fallet med samma gjuthöjd men en skärpt sprickbredds begränsning till 0,20 mm ger nya EK2 Bilaga S ett något mindre minimiarmeringsbehov än vad BAW utan kylning ger.

Gjutpallshöjden 3 m i väggar valdes i jämförelsen eftersom den höjden utgör en del av förutsättningen till användningen av en fix övre gräns på armering bestående av maximalt $\phi 20$ s120. Höjden 3 m kan möjligen ses som ungefär minsta förekommande höjd, men vanligen är höjden mycket högre och ges av hur mycket man kan gjuta under ett arbetspass eller dag. Jämförelsen görs därför också med en högre höjd här vald till 6 m för att se inverkan av mer realistiska gjuthöjder.

För fallet med väggar med gjuthöjd 6 m och med sprickbredds begränsningen 0,30 mm ger ny EK2 Bilaga S ett minimiarmeringsbehov som är betydligt mindre än det som ges av BAW utan kylning och ungefär lika med det som ges av BAW med kylning. I fallet med skärpt sprickbredds begränsning till 0,20 mm ger nya EK2 Bilaga S t.o.m. ett något mindre behov än BAW med kylning.

För fallen med plattor på mark ger beräkningarna enligt BAW kraftigt ökande armeringsbehov med ökande plattjocklekar. Med motsvarande beräkningar med nya EK2 Bilaga S indikeras en mjukare trend där armeringsbehovet initialt ökar något med ökande plattjocklek för att sedan stagnera.

Vid jämförelsen bör det observeras bakomliggande teorier och förutsättningar skiljer sig mycket mellan BAW och nya EK2 Bilaga S. I metoden enligt BAW beaktas effekten av tvångsspänningar från temperaturkrympningen vid avsvälning efter det att maximal hydratiseringstemperatur uppnåtts i betongen. Metoden i nya EK2 Bilaga 2 baseras på spänning i armering från en yttre last vid en viss sprickbredd. Båda metoderna beaktar dock sekundärsprickor i anslutning till armeringen inom den effektiva betongarean där armeringen bidrar till att omfördela deformationen till flera sprickor. Primärsprickor som slår upp först och går igenom hela tvärsnittet vid rent drag måste fortfarande begränsas avseende armeringens sträckgräns f_{yk} för att undvika en lokalisering av all deformation i primärsprickan, dvs enligt minimiarmering som ges i Figur 4-1.

Skillnaden mellan BAW och nya EK2 Bilaga 2 avseende tjocklekens inverkan för platta på mark respektive böjning kan förklaras av att BAW beaktar plattan krökning p.g.a. en ojämn krympning över tvärsnittet. Sprickbredden bestäms då av böjmomentet som uppstår av plattans egentyngd. Tjockare och tyngre plattor ger då ett större böjmoment och därmed ett större armeringsbehov för att innehålla en viss sprickbredd.

5 Värdering av skillnader (GAP-analys)

Skillnaderna mellan första generationens Eurokoder med tillämpning enligt RIDAS (RIDAS/Gen1) och andra generationens Eurokoder (Gen2) som framkommit i föreliggande utredning bedöms i en GAP-analys där skillnaderna kategoriseras enligt följande:

- Samma – Gen2 skiljer sig inte från RIDAS/Gen1, och en säker och robust konstruktion erhålls.
- Annorlunda – Gen2 skiljer sig från RIDAS/Gen1, men en säker och robust konstruktion erhålls.
- Otillräckliga – Gen2 ger inte tillräcklig säkerhet eller robusthet hos konstruktionen, eller så saknas det anvisningar för dammar för tillämpning av dimensioneringsregeln.
- Farliga – Gen2 tillåter inte bästa teknik och medför vid tillämpning per automatik en sämre konstruktion.
- Orimliga – Gen2 ger orimliga konsekvenser för vattenkraftens betongkonstruktioner.

Bedömningar har gjorts delvis avseende nya grundläggande EK0, SS-EN 1990:2023, men främst avseende nya EK2, SS-EN 1992-1-1:2023.

5.1 NYA EUROKOD: GRUNDLÄGGANDE DIMENSIONERINGSREGLER

Följande bedömningar gör avseende SS-EN 1990:2023:

Konsekvensklass CC4 för dammar – bedömning: Annorlunda

Nya EK0 exkluderar numera inte damma explicit. Införandet av en högre konsekvensklass där även dammar ges som exempel på konstruktioner som kan omfattas av den högre klassen CC4 borde medföra att nya EK0 skulle kunna tillämpas för att ge säkra och robusta dammkonstruktioner.

Konsekvensfaktor för damm – bedömning: Otillräcklig

Avsaknaden av rekommenderad konsekvensfaktor för CC4 medför att det föreligger behov av utredning för tillämpning av nya EK0 för svenska dammar. Valet av konsekvensfaktor för dammar skulle kunna motsvara RIDAS val av extra korrekptionskoefficient γ_k .

Lastkoefficient för vattentryck – bedömning: Annorlunda

De nya och förtydligade lastkoefficienterna för vattentryck bedöms vara tillämpbara för dammar och även ge en viss besparing då koefficienten ger en vattenlasteffekt som är ca 11-12 % lägre än för RIDAS/Gen1. Tillägget av konsekvensfaktorn enligt ovan skulle då säkerställa en rimlig totalsäkerhet.

Nya EK0 omfattar också partialsäkerhetsfaktorer för geotekniska laster. Detta ingår dock inte i den föreliggande analysen.

5.2 NYA EUROKOD 2: DIMENSIONERING AV BETONGKONSTRUKTIONER

Baserad på resultaten från beräkningsexemplen redovisade i kapitel 4 ovan görs följande bedömningar avseende SS-EN 1992-1-1:2023:

Böjarmeringsbehov i brottgränstillstånd (ULS) – bedömning: Samma

Beräkningarna i de föreliggande exemplen gav samma svar. Eventuella (små) skillnader skulle kunna uppstå om man väljer hållfasthetsklasser över C40/50, vilket troligen är mycket ovanligt för betongdammar.

Böjarmeringsbehov i bruksgränstillstånd (SLS) – bedömning: Annorlunda

Beräkningarna visade på relativt små skillnader, men också att nya EK2 kan ge gynnsammare resultat.

Minimiarmering för robusthet – bedömning: Annorlunda

Anvisningen i nya EK2 beaktar sprickmoment på ett mer noggrant sätt och beaktar även inverkan normalkraften. I beräkningsexemplen medförde det ett något gynnsammare resultat med beräkning enligt nya EK2 jämfört med första generationens EK2.

Minimiarmering för att undvika flytning av armering – bedömning: Samma/Annorlunda för $t \leq 1,8$ m och Orimligt för $t > 1,8$ m

I beräkningsexemplen gav nya EK2 något mer armering i det ena fallet och samma mängd armering i det andra fallet. I analysen och jämförelsen av minimiarmeringsregeln i avsnitt 4.3.1 ovan visade dock resultaten att regeln, som i princip är samma som i första generationen, fortfarande ger orimligt stora armeringsmängder för tvärsnitt tjockare än ca 1,8 m jämfört med rekommendationen i RIDAS, se Figur 4-3.

Miniarmering för sprickbredds begränsning – bedömning: Annorlunda

Beräkningsexemplen visade att den förenklade metoden enligt nya EK2 bilaga S ger likartade armeringsmängder som enligt tabellmetoden i första generationens EK2 avsnitt 7.3.3 och som enligt BAW-metoden enligt RIDAS.

Armering för begränsning av tvångssprickor – bedömning: Otillräcklig

De nya möjligheterna i nya EK2 att beräkna sprickbredder uppkomna av tvångsspänningar gav mycket goda resultat i beräkningsexemplen. De förutsatte dock antaganden som ger en viss osäkerhet. Bedömning Otillräcklig avser avsaknaden av enklare anvisningar för att bestämma de dimensionerande temperaturdifferenser i betongdammar avseende avsvälning efter gjutning (som t.ex. ges i de tyska anvisningarna till BAW-metoden).

Kryptal – bedömning: Annorlunda

Det andra beräkningsexemplet där krytalet beräknades visade på ett något högre kryptal enligt nya EK2. Men effekten av detta i dimensioneringen visade sig vara liten.

Tvärkraftskapacitet utan skjuvarmering – bedömning: Annorlunda

Det första beräkningsexemplet visade ett något gynnsammare resultat enligt nya EK2. I det andra exemplet gav nya EK2 en något lägre tvärkraftskapacitet än enligt första generationens EK2.

Tvärkraftskapacitet med skjuvarmering – bedömning: Samma

Båda beräkningarna i fallet där skjuvarmering erfordrades gav samma resultat.

Förankringslängd för armering – bedömning: Orimligt

I båda beräkningarna blev förankringslängden enligt nya EK2 orimligt längre (nästan 30 % längre) än enligt första generationens EK2. Orsaken är en för konservativ rekommenderad kalibreringsfaktor. Faktorn är dock nationellt valbar och kan komma att justeras i den kommande nationella bilagan NA. Det finns inga kända skadefall med förankringslängder enligt första generationens EK2 som skulle motivera en ökning.

Skarvlängd för armering – bedömning: Annorlunda

I båda beräkningarna blev skarvlängden enligt nya och gamla EK2 ungefär samma. Skarvlängden är dock satt till förankringslängden gånger en fix faktor. Jämförelsen kan således förändras om kalibreringsfaktorn för förankringslängden justeras i en kommande svensk bilaga NA.

Beräkning med fackverksmodeller – bedömning: Annorlunda

Beräkningsexemplet med fackverksmodell gav ungefär samma resultat enligt nya och gamla EK2 med endast små skillnader i kapacitetsberäkning av noder och ingen skillnad avseende armeringsbehov i dragband.

6 Slutsatser och rekommendationer

6.1 SLUTSATSER

Andra generationens EK0, SS-EN 1990:2023 - *Grundläggande dimensioneringsregler*, föreslår en ny konsekvensklass för dammar, CC4. Konsekvensklasserna påverkar lastfaktorer genom ett tillägg av en konsekvensfaktor. För den högsta konsekvensklassen CC4 ges dock ingen rekommenderad konsekvensfaktor. RIDAS ger korrektionsfaktorer för de olika dammsäkerhetsklasserna där partialkoefficienten för till de svenska säkerhetsklasserna enligt Boverkets EKS justeras. Motsvarande justering skulle kunna användas som konsekvensfaktor enligt nya EK0, men detta bör föregås av en separat utredning.

Med de nya rekommenderade partialkoefficienterna för last av vattentryck enligt nya EK0 kommer lasteffekten i ULS att vara ca 11-12 % lägre än enligt först generationens EK0. Detta medför en potentiell besparing av resursanvändning vid byggande av betongdammar. Det återstår dock att utreda om säkerhetsnivån då blir acceptabel för svenska dammar.

Andra generationens EK2, SS-EN 1992-1-1:2023 - *Dimensionering av betongkonstruktioner*, omfattar många ändringar och nyanseringar av dimensioneringsreglerna. Föreliggande studie och beräkningsexempel visar dock att skillnaden i resultat, med några få undantag, är ganska små. Oftast blir det resursbesparande förbättringar genom nya möjligheter att nansera beräkningarna om gynnsammare resultat eftersträvas samtidigt som den avsedda säkerhetsnivå bibehålls. Detta gäller t.ex. för minimiarmering för robusthet och för tvärkraftskapacitet.

Baserad beräkningsexemplen och jämförelser i föreliggande studie har två dimensioneringsregler i nya EK2 bedömts ge orimliga resultat. Den först avser minimiarmering för att undvika flytning av armering i tjocka tvärsnitt. För tvärsnitt tjockare än 1,8 m ger denna regel armeringsmängder som är större än vad som i RIDAS rekommenderas som övre tak av armeringsmängd (för konstruktioner med krav på maximalt 0,3 mm sprickbredd). Motsvarande effekt finns även i första generationens EK2 som för denna minimiarmering baseras på samma princip. Det återstår att utreda om även nya EK2:s minimiarmeringen för att undvika flytning av armering bör begränsas med motsvarande tak.

Den andra dimensioneringsregeln som bedömts ge orimligt resultat avser förankringslängden. Jämfört med förankringslängden enligt första generationens EK2, gav beräkningsexemplen längder som var nästan 30 % längre enligt nya EK2. Man uppfyller visserligen krav på säkerhet och robusthet med längre förankringslängder, men i jämförelse med tidigare dimensioneringsregler medför förändringen troligen en onödigt större resursförbrukning. Enligt nya EK2 är dock kalibreringsfaktorn för de nya förankringslängderna nationellt valbar och kan komma att justeras i den kommande nationella bilagan NA.

En nyhet i andra generationens EK2 är möjligheten att beräkna sprickbredden och erforderlig armering avseende tvång från förhindrad deformation som temperatur- och uttorkningskrympning. De nya dimensioneringsreglerna med noggrannare

beräkningar av tvångseffekterna kan medföra besparingar av sprickbegränsande armering. Reglerna förutsätter dock bl.a. att temperaturutvecklingen i betongkonstruktioner efter gjutning är känd eller kan bedömas. Enklare anvisningar för sådana bedömningar saknas i RIDAS.

Nya EK2 omfattar också en ny bilaga för bärighetsberäkning av befintliga konstruktioner. Något motsvarande saknas idag i RIDAS. Det kan således vara av intresse att utreda hur den nya bilagan i EK2 om befintliga konstruktioner kan komma att tillämpas för befintliga betongdammar.

Med den nya bilagan avseende säkerhetsformat för icke-linjära analyser i andra generationens EK2 kan den dimensionerande bärförmågan av konstruktioner beräknas med önskad säkerhetsnivå. Detta kan lämpa sig särskilt väl för avancerade analyser av befintliga betongdammar.

6.2 REKOMMENDATIONER

Baserad på ovanstående rekommenderas här följande utredning inför en kommande tillämpning av andra generationens Eurokoder i RIDAS för betongdammar:

- Konsekvensfaktorer för konsekvensklass CC4 för dammsäkerhetsklasser;
- Inverkan och konsekvens av reducerade lastkoefficienter på vattenlast;
- Minimiarmering för att undvika flytning av armering i tjocka tvärsnitt;
- Förankringslängder för armering (uppföljning av kommande svenska val i bilaga NA);
- Förenklade anvisningar för bedömning av temperaturutveckling och avsvälning i betongkonstruktioner efter gjutning samt säsongsberoende temperaturvariationer som underlag till tvångsberäkningar enligt nya EK2.
- Bärighetsberäkningar av befintliga betongdammar med tillämpning av den nya bilagan i EK2 avseende befintliga konstruktioner.
- Tillämpningen av nya EK2:s alternativa säkerhetsformat för icke-linjära analyser av befintliga betongdammar.

7 Referenslista

- Andersson P., Blomdahl J., Bond H., Ekström T., Hallgren M., Janhunen T., Malm R., Stenmark M., Westerberg Wilde M., *Eurokoder för dimensionering av betongdammar*, Rapport 2016:309, Energiforsk AB, 2016
- BAW, *Merkblatt, Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken (MFZ)*. Bundesanstalt für Wasserbau, November 2011, Karlsruhe.
- Boverket, *BBK 04, Boverkets handbok om betongkonstruktioner*, Boverket, Karlskrona, 2004
- Boverket, *EKS 12, Boverkets föreskrifter och allmänna råd (2011:10) om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder)*, BFS 2011:10 med ändringar till och med BFS 2022:4, 2022
- Boverket, *Möjligheternas byggregler, Ny modell för Boverkets bygg- och konstruktionsregler*, rapport 2020:31, Boverket, december 2020
- Boverket, *Remiss – Boverkets förslag till föreskrifter och allmänna råd om bärförmåga, stadga och beständighet i byggnader m.m.*, Boverket, maj 2023
- CEN, *Background document to FprEN 1992-1-1:2023-04 (Formal Vote Draft)*, CEN/TC 250/SC 2, Document N2087, March 2023.
- CEN, *EN 206:2013+A2, Concrete - Specification, performance, production and conformity*, CEN European Committee for Standardization, Brussels, March 2021
- ConTeSt Pro, "User's Manual - Program for Temperature and Stress Calculations inConcrete". Developed by JEJMS Concrete AB in co-operation with Lulea University of Technology, Cementa AB and Peab AB. Luleå, Sweden, 2003, 198 pp.
- Energiföretagen, *RIDAS – Energiföretagens riktlinjer för dammsäkerhet Tillämpningsvägledning Kapitel 9 Betongdammar*, TV9, Energiföretagen, oktober 2020
- European Commission, *Eurocodes: Building the Future, Eurocodes family*, <https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/en-eurocodes/eurocodes-family> (hämtad 2024-08-20)
- European Commission, *Eurocodes: Building the Future, Second Generation of the Eurocodes*, <https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/second-generation-eurocodes> (hämtad 2024-08-20)
- fib, *Model Code for Concrete Structures 2010*, The International Federation for Structural Concrete, Lausanne, October 2013
- HETT22, *Prognosverktyg för simulering av betongens temperatur- och hållfasthetsutveckling i en konstruktion*. <https://www.cement.heidelbergmaterials.se/sv/hett22> (hämtad 2024-11-22)
- IEG, *projekt B5 Dammkonstruktioner*, <https://ieg.nu/delsomrade/b5-dammkonstruktion/> (hämtad 2024-10-07)

- Muttoni A., Fernández Ruiz M., 'Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width'. *ACI Structural Journal*, Vol. 105, N° 2, 2008, pp. 163-172
- SIS, SS 137003:2021+T1:2024, *Betong – Användning av SS-EN 206:2013+A2:2021 i Sverige*, Svenska Institutet för Standarder, Språk: Svenska, utgåva 1, mars 2024
- SIS, SS-EN 1990:2002 *Eurokod - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*, Språk: Svenska, Utgåva 1, Svenska Institutet för Standarder, juni 2002 (första generationens EK)
- SIS, SS-EN 1990:2023 *Eurokod - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*, Språk: Engelska, Utgåva 2, Svenska Institutet för Standarder, april 2023 (andra generationens EK)
- SIS, SS-EN 1992-1-1:2005 *Eurokod 2 – Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader*, Utgåva 1, Svenska Institutet för Standarder, januari 2005 (första generationens EK2)
- SIS, SS-EN 1992-1-1:2023 *Eurokod 2 - Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader, broar och anläggningskonstruktioner*, Språk: Engelska, Utgåva 2, Svenska Institutet för Standarder, december 2023 (andra generationens EK2)
- SIS, SS-EN 1992-1-2:2023 *Eurokod 2 - Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-2: Brandteknisk dimensionering*, Språk: Engelska, Utgåva 2, Svenska Institutet för Standarder, december 2023
- SIS, SS-EN 1997-1:2005 *Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner – Del 1: Allmänna regler*, Språk: Svenska, Utgåva 1, februari 2005 (första generationens EK7)
- Svenska Kraftnät, Energiföretagen Sverige och SveMin, *Riktlinjer för bestämning av dimensionerande flöden för dammanläggningar*, Utgåva 2022
- Transportstyrelsen, *Transportstyrelsens föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av eurokoder*, TSFS 2018:57 med ändringar införda t.o.m. TSFS 2022:50, 2022
- Molinder G., Sagemo A., Ekström I., *Dimensionering av fyllningsdammar enligt Eurokod. Analys av skillnader mellan utkast för Eurokod 7 Gen. 2 och RIDAS*, Rapport 2024:1046, Energiforsk AB, 2024

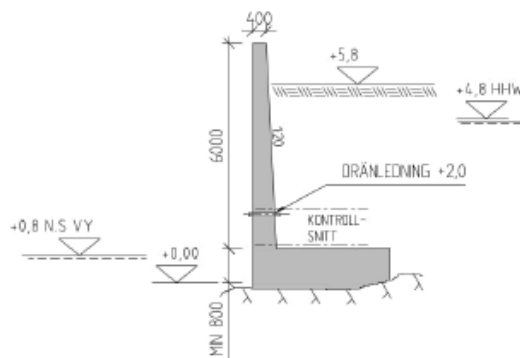
Bilaga A Beräkningar ledmur

A.1 BERÄKNING ENLIGT RIDAS/EK2:2005

Konstruktionsberäkning av ledmur enligt RIDAS/EK2:2005

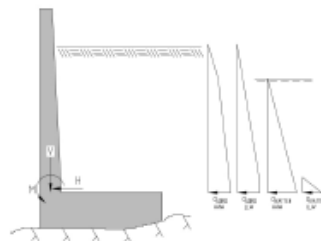
Inspänningsnitt mellan mur och bottenplatta

Skisser:



Måttskiss ledmur

$$\begin{aligned} t_{ok} &:= 400 \text{ mm} \\ t_{uk} &:= 700 \text{ mm} \\ h_{mur} &:= 6000 \text{ mm} \\ h_j &:= 4800 \text{ mm} \\ h_{llw} &:= 1000 \text{ mm} \\ h_{hhw} &:= 3800 \text{ mm} \\ b &:= 1000 \text{ mm} \end{aligned}$$



Laster och kraftfördelningar

$$\gamma_w := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (\text{Tunghet vatten})$$

$$\gamma_{btg} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (\text{Tunghet betong})$$

Beräkningsantaganden:

Muren dimensioneras som meterstrimla och antas bära som en konsol fast inspänd i bottenplattans överkant.

Material:

Betong:

Antar betong av kvalitet C30/37 enligt SS-EN 1992-1.

Hållfasthetsvärden enligt tabell 2.1N, Tabell 3.1, Ekv 3.15

$$f_{ck} := 30 \text{ MPa} \quad f_{ctm} := 2.9 \text{ MPa} \quad f_{ctk_{0.05}} := 2.0 \text{ MPa} \quad E_{cm} := 33 \text{ GPa}$$

$$\gamma_c := 1.5 \quad \alpha_{cc} := 1.0 \quad \alpha_{ct} := 1.0$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 20 \text{ MPa} \quad f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk_{0.05}}}{\gamma_c} = 1.333 \text{ MPa}$$

Armering:

Enligt SS-EN 1992-1 tabell 2.1N och 3.2.7
Armering typ K500C-T.

$$\gamma_s := 1.15 \quad f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \text{ MPa} \quad E_s := 200 \text{ GPa}$$

Täckande betongskikt:

Enligt RIDAS TV 9 Tabell 9 (Täckande betongskikt):

$$\text{Luftsida (mot strömmande vatten):} \quad TB_{\text{luft}} := 70 \text{ mm}$$

$$\text{Jordsida (mot grundvatten) antas som} \\ \text{"övrig konstruktionsdel mot luft"} \quad TB_{\text{jord}} := 40 \text{ mm}$$

Vid beräkning av minimiarmering sättstäckande betongskikt
till maximalt 50 mm enligt RIDAS.

Laster:

För ULS antas högsta högvatten (HHW) på motfylld sida utan dränering, t.ex. vid
igensatta dräneringsrör. För SLS antas fungerande dränering och tryck från
grundvatten upp till nivå för dräneringsrör.

Egentyngd mur:

$$N_{\text{egen}} := (t_{\text{ök}} + t_{\text{uk}}) \cdot 0.5 \cdot \gamma_{\text{btg}} \cdot b = 13.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vattentryck

$$p_{W_{\text{uls}}} := h_{\text{hww}} \cdot 10 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 38 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{W_{\text{sls}}} := h_{\text{llw}} \cdot 10 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 10 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Resultande laster från Vattentryck visas i kapitel "Lastkombinering"

Jordtryck

Beräknar vilojordtryck enligt RIDAS TV9 - Betongdammar, 9.1.4

$$\gamma_j := 23 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Tunghet morän ovan GWY}$$

$$\gamma_j' := 13 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{Tunghet morän under GWY}$$

$$\phi := 45\text{deg}$$

$$K_0 := 1 - \sin(\phi) = 0.293$$

Lastkombinering:ULS 6.10a

Antar att ledmuren tillhör en anläggning i dammsäkerhetsklass C enligt RIDAS.

$$\gamma_{dK} := 1.1$$

Antar hela vattentrycket som en variabel last.

$$V_{ULS} := H_{w_uls} \cdot 1.50 \cdot \gamma_{dK} + H_{j_uls} \cdot 1.35 \cdot \gamma_{dK} = 189.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_{ULS} := -N_{egen} \cdot 1.0 = -13.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{Egentyngd gynnsamt})$$

$$M_{ULS} := M_{w_uls} \cdot 1.50 \cdot \gamma_{dK} + M_{j_uls} \cdot 1.35 \cdot \gamma_{dK} = 278.5 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

SLS Kvasipermanent kombination

Tvärsnittet antas uppsprucket, ingen kontroll utförs i karakteristisk kombination.

$$V_{SLS} := H_{w_sls} \cdot 1.0 + H_{j_sls} \cdot 1.0 = 81.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_{SLS} := -N_{egen} \cdot 1.0 = -13.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{Egentyngd gynnsamt})$$

$$M_{SLS} := M_{w_sls} \cdot 1.0 + M_{j_sls} \cdot 1.0 = 125.3 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Minimiarmering:

Minimiarmering i murens huvudameringsriktning (d.v.s. höjddled) kontrolleras för robusthet enligt SS-EN 1992-1 kapitel 9.3.1.1 och ekvation 9.1N.

Indata

$$f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa} \quad f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad \phi_y := 20 \text{ mm} \quad (\text{Antagen dimension böjarmering yttre lager})$$

$$h := t_{uk} \quad d_y := h - 50 \text{ mm} - \frac{\phi_y}{2} = 640 \text{ mm} \quad \text{Inre hävarm, yttre armeringslager.}$$

$$A_{s, \min, 1} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d_y = 9.651 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Armering i sekundärriktningen skall vara minst 20 % av armeringsmängden i huvudarmeringsriktningen.

Sprickbredds begränsning

Kontroll av att armering inte flyter vid uppsprickning enligt SS-EN 1992-1 kapitel 7.3.2 ekvation 7.1:

$$\sigma_s := 500 \text{ MPa}$$

$$k := 0.50 \quad \text{Enligt EKS 11 4a§ för tvärsnitt} > 680 \text{ mm}$$

$$k_c := 1.0 \quad \text{Antar ren dragning.}$$

$$A_{ct} := \frac{h}{2} = 0.35 \text{ m} \quad \text{Beräknar } A_s \text{ per sida, använder halva tvärsnittshöjden}$$

$$f_{ct, \text{eff}} := f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$$

$$A_{s, \min, 2} := \frac{(k_c \cdot k \cdot f_{ct, \text{eff}} A_{ct})}{\sigma_s} = 10.15 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

I tvärlid används metod för sprickvidds begränsning enligt enligt SS-EN 1992-1 7.3.3, eftersom BAW är inte tillämplig för tvärsnitt < 800 mm.

$$h := t_{uk} = 0.7 \text{ m} \quad \phi_l := 20 \text{ mm} \quad (\text{Antagen dimension armering inre lager})$$

$$d_l := h - TB_{jord} - \phi_y - \frac{\phi_l}{2} = 0.63 \text{ m} \quad \text{Inre hävarm, inre armeringslager.}$$

$$(\phi_s') := \frac{\phi_l}{\left[\left(\frac{f_{ct, \text{eff}}}{2.9 \text{ MPa}} \right) \cdot \frac{h}{[8(h - d_l)]} \right]} = 16 \text{ mm} \quad \text{Justerad stångdiameter enl. 7.7N}$$

$$\sigma_{s2} := 200 \text{ MPa} \quad \text{Interpolerat i tabell 7.2N för } \phi 16 \text{ mm och sprickvidd max } 0.2 \text{ mm}$$

$$A_{s, \min.3} := \frac{(k_c \cdot k_{ct, \text{eff}} \cdot A_{ct})}{\sigma_{s2}} = 25.375 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Motsvarar $\sigma 20s120$

Enligt RIDAS 7.2.3 bör sprickvidden sättas till max 0,20 mm för konstruktioner belastade av ensidigt vattentryck. Om detta innebär "orimligt hög armeringsmängd" kan sprickvidd max 0,30 mm tillåtas, vilket i detta fall skulle ge en något lägre armeringsmängd ($\sigma 20s140$).

Kommentar:

Resultatet är ologiskt med tanke på att sprickviddsberäkningen för böjarmering enligt nedanstående beräkningar ger maximal tillåten spänning på 145 MPa.

Ekvation 7.3.3 används sällan i svenska sammanhang. Enligt TSFS 2018:57 (Transportstyrelsens föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av eurokoder) bör metoden inte användas.

Kryptal som funktion av tiden

Enligt EN 1992-1-1, bilaga B1

Betong C30/37 $f_{cm} := 38 \text{ MPa}$

Relativ luftfuktighet $RH := 80 \%$

Ålder vid pålastning $t_0 := 7 \text{ dagar}$

Ålder vid betraktad tidpunkt $t := 120 \cdot 365 = 43800 \text{ dagar}$

Tvårsnittsarea $A_c := 550 \cdot 1000 = 550000 \text{ mm}^2$

Omkrets i kontakt med luft $u := 2 \cdot 1000 = 2000 \text{ mm}$

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 550 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.944 \quad \alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.984 \quad \alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.96$$

$$\varphi_{RH} := \begin{cases} \left[1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100} \right) \cdot \alpha_1}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \right] \cdot \alpha_2 & \text{if } f_{cm} > 35 \\ 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} & \text{otherwise} \end{cases} = 1.21$$

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.725 \quad \beta_{t0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.635$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} = 2.093$$

$$\beta_H := \begin{cases} \min \left[1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right] & \text{if } f_{cm} > 35 \\ \min \left[1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250, 1500 \right] & \text{otherwise} \end{cases} = 1.44 \times 10^3$$

$$\beta_c := \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0.3} = 0.99$$

$$\varphi_e := \varphi_0 \cdot \beta_c = 2.073$$

Böjarmering ULS

Armering dimensioneras enligt EN 1992-1-1 och EN 1992-2.

$$h := t_{uk} = 0.7 \text{ m}$$

$$TB_{jord} = 40 \cdot \text{mm} \quad \text{Längsarmeringens täckande betongskikt}$$

$$\phi := 20 \text{ mm} \quad \text{Stångdiameter}$$

$$e := 0 \text{ mm}$$

$$d := t_{uk} - \left(TB_{jord} + \frac{\phi}{2} + e \right) = 650 \cdot \text{mm}$$

$$\epsilon_{cu3} := \frac{3.5}{1000}$$

Erforderlig armering i brottgränstillstånd (ULS). Tvärsnittet antas enkelarmerat & underarmerat.

$$M_{ULS} = 278.5 \cdot \text{kN}$$

$$N_{ULS} = -13.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Tryck negativt}$$

$$m_{ld} := M_{ULS} - N_{ULS} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) = 282.6 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$m_- := \frac{m_{ld}}{d^2 \cdot f_{cd}} = 0.033$$

$$\omega_s := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m_-} = 0.034$$

$$A_{s, \text{brött}} := \frac{\omega_s \cdot d \cdot f_{cd} + N_{ULS}}{f_{yd}} = 9.857 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Böjarmering SLS

Dimensionering enligt EN 1992-1 7.3.4

Enkelamerat tvärsnitt antaget. Normalkraft anges i centrum av tvärsnittet

MÅTT

$$h := t_{uk} = 0.7 \text{ m}$$

$$b := 1 \text{ m}$$

$$\phi := 20 \text{ mm}$$

$$TB_{jord} = 40 \text{ mm}$$

$$d := h - TB_{jord} - \frac{\phi}{2}$$

$$d = 650 \text{ mm}$$

$$A_{s,bruk} := 13 \text{ cm}^2$$

Antagen armeringsmängd per meter (itererad för att uppnå $w_k < 0,20 \text{ mm}$, se nedan).

MATERIALPARAMETRAR

$$E_{cm} = 33 \text{ GPa}$$

$$f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa} \quad \varphi_e = 2.073$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

SNITTKRAFTER

$$M_{SLS} = 125.3 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Moment

$$N_{SLS} = -13.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Normalkraft (drag +)

Stålspänning

Beräkning av stålspänning enligt Betonghandboken 4.3:341

$$\rho := \frac{A_{s,bruk}}{b \cdot d}$$

$$\rho = 2 \times 10^{-3}$$

$$\alpha := \frac{E_s \cdot (1 + \varphi_e)}{E_{cm}}$$

$$\alpha = 18.625$$

$$a := 0.4$$

$$\xi := \text{root} \left[\frac{1}{2} \cdot \frac{a^2}{1-a} \cdot \left[1 + \left(1 - \frac{a}{3} \right) \cdot \frac{N_{SLS}}{M_{SLS} + N_{SLS} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) \cdot 10^{-3}} \cdot d \cdot 10^{-3} \right] - \rho \cdot \alpha, a \right]$$

$$z := d \cdot \left(1 - \frac{\xi}{3} \right)$$

$$\xi = 0.238$$

$$z = 598 \text{ mm}$$

$$\sigma_s := \left[\frac{M_{SLS} + N_{SLS} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right)}{A_{s,bruk} \cdot z} + \frac{N_{SLS}}{A_{s,bruk}} \right]$$

$$(\sigma_s) := \sigma_s \cdot \text{m} = 145 \text{ MPa}$$

Sprickvidd

$$k_1 := 0.8$$

$$k_2 := 0.5$$

$$k_3 := 7 \cdot \frac{\phi}{c} \quad k_3 = 4.67 \times 10^{-10} \text{ s}$$

$$k_4 := 0.425$$

$$k_t := 0.4$$

$$x := \xi \cdot d \quad x = 154.85 \cdot \text{mm}$$

$$h_{c_eff} := \min \left[\frac{(h-x)}{3}, \frac{h}{2}, 2.5(h-d) \right] = 125 \cdot \text{mm}$$

$$A_{c_eff} := h_{c_eff} \cdot \frac{b}{1000}$$

$$\rho_{p_eff} := \frac{A_{s_bruk} \cdot 10^{-6}}{A_{c_eff}} = 1.04 \times 10^{-5}$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.061$$

$$f_{ct_eff} := f_{ctm} = 2.9 \cdot \text{MPa}$$

$$\epsilon_{sm_cm} := \max \left[\frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct_eff}}{\rho_{p_eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p_eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right] = 4.358 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{sm_cm} = 4.358 \times 10^{-4}$$

$$s_{r_max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p_eff} \cdot 10^3} \quad s_{r_max} = 0.467 \text{ m}$$

$$w_k := s_{r_max} \cdot \epsilon_{sm_cm}$$

$$\text{Sprickvidden blir } w_k = 0.20 \cdot \text{mm}$$

Tvärkraftskapacitet

Tvärkraftskapacitet enligt SS-EN 1992-2 kap 6.2.

Indata

Material

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad \gamma_{ac} := 1.5$$

$$f_{ywd} := 435 \text{ MPa}$$

Tvärssnitt

$$b_w := 1 \text{ m} \quad d = 0.65 \text{ m}$$

$$A_{s,bruk} = 13 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Armeringsmängd för dragen sida i SLS används som indata.}$$

$$\theta := 21.805 \text{ deg} \quad \cot(\theta) = 2.5 \quad k_{11} := 0.15$$

Lasteffekter

$$V := V_{ULS} = 189.53 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_{ULS} = -13.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sigma_{cp} := \frac{-N_{ULS}}{b \cdot d \cdot \text{m}^{-1}} = 0.021 \text{ MPa}$$

Betong utan tvärkraftsarmering

$$k := \min \left(2, 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} \right) = 1.555$$

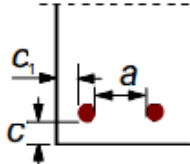
$$\rho_l := \min \left(\frac{A_{s,bruk}}{b_w \cdot d}, 0.02 \right) = 0.0020$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \text{ MPa} = 0.372 \text{ MPa} \quad (6.3N)$$

$$V_{Rd,C} := \max \left[\left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa}^{\frac{2}{3}} + k_{11} \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot d, \left[(v_{min} + k_{11} \cdot \sigma_{cp}) \cdot d \right] \right] = 244 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (6.2a, 6.2b)$$

Förankringslängd, längsgående stänger SS EN 1992-1-1 8.4.2 (2)**Indata:**

$f_{ctd} := 1.33 \text{ MPa}$	Förankringsbetongens dimensionerande draghållfasthet
$\eta_1 := 1.0$	1.0 vid goda förankringsförhållanden – 0.7 annars.
$a_{alla} := 120 \text{ mm}$	Det fria avstånd mellan stängerna som ska användas vid ber.
$c_1 := 70 \text{ mm}$	Enligt figur
$c_d := TB_{jord} = 40 \text{ mm}$	Enligt figur
$\alpha_1 := 1.0$	Rak stång.
$\eta_2 := 1.0$	1,0 för stänger som inte är grövre än 32mm
$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.993 \text{ MPa}$	



Erforderlig grundförankringslängd vid fullt utnyttjande av stången,
 $\sigma_{sd} := 435 \text{ MPa}$, enl. SS EN 1992-1-1 8.4.3 (2):

$$\phi := 20 \text{ mm} \quad l_{brqd} := \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad l_{brqd} = 727 \text{ mm}$$

Inverkan av täckande betongskikt enl. SS EN 1992-1-1 8.4.4 (1)

$$c_d := \min\left(\frac{a_{alla}}{2}, c_1, c\right) = 40 \text{ mm} \quad \text{minsta värdet används i beräkningen. Ek2 Figur 8.3}$$

$$\alpha_2 := \begin{cases} 0.7 & \text{if } 1 - 0.15 \cdot \frac{(c_d - \phi)}{\phi} < 0.7 \\ 1 - 0.15 \cdot \frac{(c_d - \phi)}{\phi} & \text{if } 0.7 < 1 - 0.15 \cdot \frac{(c_d - \phi)}{\phi} < 1.0 \\ 1.0 & \text{if } 1 - 0.15 \cdot \frac{(c_d - \phi)}{\phi} > 1.0 \end{cases} \quad \alpha_2 = 0.85$$

Inverkan av omslutning av tvärarmering som inte är svetsad enl. SS EN 1992-1-1 8.4.4 (1)

$$\alpha_3 := 1.0 \quad \text{Eventuell omslutande armering medräknas ej.}$$

Inverkan av omslutning av fastsvetsad tvärarmering enl. SS EN 1992-1-1 8.4.4 (1)

$\alpha_4 := 1.0$ Ingen omslutning av fastsvetsad armering.

$\alpha_5 := 1.0$ Eventuellt tvärgående tryck medräknas ej.

Villkor för samverkande α -värden enl. SS EN 1992-1-1 8.4.4 (1)

$$\alpha_{\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 W} := \max(\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5, 0.7)$$

$$\alpha_{\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 W} = 0.85$$

Dimensionerande förankringslängd

enl. SS EN 1992-1-1 8.4.4 (1)

$$l_{bd} := \overrightarrow{(\alpha_1 \cdot \alpha_{\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 W} \cdot \alpha_4 \cdot l_{brqd})} = 618 \cdot \text{mm} \quad \phi = 20 \cdot \text{mm}$$

Skarvning av armering

SS-EN 1992-1-1:2005. (8.7.3)

Enligt svensk praxis najas skarvade stänger mot varandra.

SS EN 1992-1-1 8.7.2 (3) ger:

avståndet mellan 2 intilliggande skarvar bör ej understiga $0.3l_0$ skarvarna skall förskjutas $1.3l_0$

SS EN 1992-1-1 8.7.3 (1) ger

$\alpha_6 := 1.5$ Mer än 50% av armeringen skarvas inom $0.65l_0$ - (Tabell 8.3)

$$l_{b, \min} := \max(0.3l_{brqd}, 10\phi, 100\text{mm}) = 218 \cdot \text{mm} \quad \text{min skarvlängd (8.11)}$$

Dimensionerande skarvlängd för $\phi 20$ mm blir:

$$l_0 := \max(\alpha_6 \cdot l_{bd}, l_{b, \min}) = 927 \cdot \text{mm} \quad (8.10)$$

Resultatatabell

Snittkrafter i murens inspänningssnitt:

$$M_{ULS} = 278.5 \cdot \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \quad M_{SLS} = 125.3 \cdot \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

$$N_{ULS} = -13.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad N_{SLS} = -13.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{ULS} = 189.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad V_{SLS} = 81.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ameringsbehov vertikal armering

$$A_{s, \text{brott}} = 9.9 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s, \text{bruk}} = 13 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Minimiameringsbehov vertikal armering

$$A_{s, \text{min. 1}} = 9.7 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{SS-EN 1992-1 9.3.1.1}$$

Sprickbredds begränsning, horisontell armering

$$A_{s, \text{min. 2}} = 10.2 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{SS-EN 1992-1 7.3.2}$$

$$A_{s, \text{min. 3}} = 25.4 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{SS-EN 1992-1 7.3.3}$$

Tvärkraftskapacitet

$$V_{Rd, C} = 243.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Förankringslängd

$$l_0 = 927 \cdot \text{mm}$$

A.2 BERÄKNING ENLIGT EK2:2023

Konstruktionsberäkning av ledmur enligt SS-EN 1992-1-1:2023

Geometri (se figur beräkning enligt EK2/RIDAS)	$t_{ök} := 400\text{mm}$	$t_{uk} := 700\text{mm}$	
	$h_{mur} := 6000\text{mm}$	$h_j := 4800\text{mm}$	
	$h_{llw} := 1000\text{mm}$	$h_{hlw} := 3800\text{mm}$	
	$b := 1000\text{mm}$	(metertrimla)	
Betong C30/37 enligt avsn 5.1.3 och Tabell 5.1	$f_{ck} := 30\text{MPa}$	$f_{cm} := 38\text{MPa}$	
	$f_{ctm} := 2.9\text{MPa}$	$f_{ctk_{0.05}} := 2.0\text{MPa}$	
avsn 5.1.4(2)	$k_E := 9500$	$E_{cm} := k_E \cdot \left(\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{3}} \text{MPa} = 31.9\text{GPa}$	
avsn 5.1.6(1)	$k_{tc} := 1.0$	$f_{ck,ref} := 40\text{MPa}$	
	$\eta_{cc} := \min\left[\left(\frac{f_{ck,ref}}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}}, 1.0\right] = 1 \quad \gamma_C := 1.5 \quad \text{enl Tabell 4.3}$		
	$f_{cd} := \eta_{cc} \cdot k_{tc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 20\text{MPa}$		
Armering K500C-T motsv B500 enligt avsn 5.2, Tabell 5.4	$f_{yk} := 500\text{MPa}$	$E_s := 200000\text{MPa}$	$\gamma_s := 1.15 \quad \text{enl Tabell 4.3}$
	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8\text{MPa}$		
Täckande betongskikt enligt RIDAS antas	$c_{luft} := 70\text{mm}$	$c_{jord} := 40\text{mm}$	Täckskikt enl avsn 6.5.2 och ERC är ännu inte utredd för svenska förhållanden.
	Vid beräkning av minimiarmering sätts täckande betongskikt sätts till maximalt 50 mm enligt RIDAS.		
	$c_{maxRIDAS} := 50\text{mm}$		
Snittkrafter vid inspanning mot platta (se beräkning enl RIDAS)	$H_{ULS} := 189.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$N_{ULS} := -13.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$M_{ULS} := 278.5 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$
	$H_{SLS} := 81.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$N_{SLS} := -13.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$M_{SLS} := 125.3 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$

Minimiarmering för robusthet (ULS)

avsn 12.7(1) med
hänvisning till
avsn 12.4

$$h := t_{\text{vik}}$$

$$W_c := \frac{h^2}{6} = 0.082 \frac{\text{m}^3}{\text{m}} \quad A_c := h = 0.7 \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

$$M_{\text{cr}} := W_c \cdot \left(f_{\text{ctm}} - \frac{N_{\text{ULS}}}{A_c} \right) = 238.4 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} < M_{\text{ULS}}$$

$$M_{\text{Ed}} := \max(M_{\text{ULS}}, M_{\text{cr}}) = 278.5 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Minimiarmering för robusthet kan helt baseras på ULS-beräkning, dvs inte mer armering än armering för brottlast. För demonstration beräknas här ändå vertikal armering för att klara sprickmomentet i inspänningssnittet.

$$c := c_{\text{ord}} = 40 \text{ mm} \quad \phi := 20 \text{ mm} \quad d := h - c - 0.5\phi = 650 \text{ mm}$$

Rektangulärt tryckblock enligt Figure 8.2 d) tillämpas här
Tryckarmering försummas.

$$m_{r,\text{cr}} := \frac{M_{\text{cr}}}{d^2 \cdot f_{\text{cd}}} = 0.028 \quad \omega_{\text{cr}} := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m_{r,\text{cr}}} = 0.029$$

$$z_{\text{cr}} := d \cdot \left(1 - \frac{\omega_{\text{cr}}}{2} \right) = 641 \text{ mm}$$

$$A_{\text{smin,cr}} := \frac{\omega_{\text{cr}} \cdot d \cdot f_{\text{cd}} + N_{\text{ULS}}}{f_{\text{yd}}} = 824 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Miniarmering i sekundärriktningen erfordras inte här enligt Tabell 12.2 eftersom det endast behövs där positiva böjmoment i fält finns men ej för negativa böjmoment över stöd eller fasta inspänningar, se fotnot c i Tabell 12.2.

Minimiarmering för att undvika flytning i armering (SLS)

avsn 9.2.2

$$f_{\text{ct,eff}} := f_{\text{ctm}}$$

$$k_h := \min \left[\max \left[0.8 - 0.6 \left(\frac{h}{m} - 0.3 \right), 0.5 \right], 0.8 \right] = 0.56$$

$$A_{\text{smin,drag}} := \frac{0.5 \cdot k_h \cdot f_{\text{ct,eff}} \cdot A_c}{f_{\text{yk}}} = 1137 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$A_{\text{smin,drag}}$ avser horisontell armering i muren.

$$A_{smin.böj} := \frac{0.3 \cdot N_{SLS} + 0.2 \cdot k_h \cdot f_{ct,eff} \cdot A_c}{f_{yk}} = 446 \cdot \frac{mm^2}{m}$$

$A_{smin.böj}$ avser vertikal armering i muren (i inspänningssnitt).

Begränsande sprickbredd för vattentäthet

Bilaga H

Täthetsklass TC1 antas

"Leakage to be limited to a small amount. Some surface staining or damp patches acceptable"

I H.4.2 står att begränsningen $w_{k,lim}$ får definieras projektspecifikt. Här antas att $w_{k,lim}$ bestäms enligt rekommendationen nedan.

$$h_D := h_{hwh} = 3.8 \text{ m} \quad \frac{h_D}{h} = 5.4$$

$$w_{k,limTC1} := \max \left[\min \left[0.20 \text{ mm} - \left(\frac{h_D}{h} - 5 \right) \cdot \frac{0.15 \text{ mm}}{30}, 0.20 \text{ mm} \right], 0.05 \text{ mm} \right] = 0.198 \text{ mm}$$

Minimiarmering för sprickbreddsbegränsning (för ett visst w_k)

Bilaga S.3

Anta armeringsstångdiameter $\phi_{st} = 20 \text{ mm}$

$$w_{lim,cal} := w_{k,limTC1} = 0.198 \text{ mm} \quad c_{max} := c_{maxRIDAS} = 50 \text{ mm}$$

De genomgående sprickorna består av vertikala sprickor i muren. Därför beräknas här endast horisontell minimiarmering för rent drag.

$$k_{1r,simpl} := 1.0 \quad k_{\sigma 1} := 6.0 \quad k_{\sigma 2} := 0.3 \quad k_w := 1.7$$

$$\sigma_{s,lim} := k_{\sigma 1} \cdot f_{ct,eff} \left(\frac{1}{\phi} \right) \cdot \left(-c + \sqrt{c^2 + k_{\sigma 2} \cdot \frac{E_s \cdot w_{lim,cal} \cdot \phi}{k_w \cdot k_{1r,simpl} \cdot f_{ct,eff}}} \right) = 152 \text{ MPa}$$

$$a_y := c + 0.5 \phi = 60 \text{ mm} \quad A_{\phi} := 0.25 \pi \phi^2 = 314 \text{ mm}^2$$

$$h_{c,eff} := \min(a_y + 5 \phi, 10 \phi, 3.5 a_y) = 0.16 \text{ m} \quad A_{c,eff} := h_{c,eff} = 0.16 \cdot \frac{m^2}{m}$$

$$A_{smin,w} := \frac{f_{ct,eff} A_{c,eff}}{\sigma_{s,lim}} = 3046 \cdot \frac{mm^2}{m} \quad s_w := \frac{A_{\phi}}{A_{smin,w}} = 103 \text{ mm}$$

Prova också erforderlig minimiarmering för $w = 0.30$ (enligt RIDAS om armeringsmängden bli orimlig).

$$w_{lim,cal03} := 0.30 \text{ mm}$$

$$\sigma_{s,lim.03} := k_{\sigma 1} \cdot f_{ct,eff} \left(\frac{1}{\phi} \right) \cdot \left(-c + \sqrt{c^2 + k_{\sigma 2} \cdot \frac{E_s \cdot w_{lim.ca1.03} \cdot \phi}{k_w \cdot k_{1r,simpl} \cdot f_{ct,eff}}} \right) = 196 \text{ MPa}$$

$$A_{smin,w.03} := \frac{f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff}}{\sigma_{s,lim.03}} = 2372 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad s_{03} := \frac{A_{\phi}}{A_{smin,w.03}} = 132 \text{ mm}$$

Enligt S.3(1) får ovanstående metod användas om inte noggrannare beräkning ger mindre armeringsmängd. En sådan beräkning i detta fall kan vara beräkning av sprickbredd avseende tvångskrafter av krympning enligt Bilaga D. Beräkning av tvångsspricka för detta fall redovisas nedan under SLS,

Böjamering i ULS

avsn 8.1 Beräkningen avser vertikal armering i murens inspänningssnitt.

$$c_{\text{ord}} := c_{\text{ord}} = 40 \text{ mm} \quad d := h - c - 0.5 \phi = 650 \text{ mm}$$

Rektagulärt tryckblock enligt Figure 8.2 d) tillämpas här Tryckarmering försummas.

$$M_N := M_{ULS} - N_{ULS} \cdot (d - 0.5 \cdot h) = 282.6 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$m_r := \frac{M_N}{d^2 \cdot f_{cd}} = 0.033 \quad \omega := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m_r} = 0.034$$

$$z := d \left(1 - \frac{\omega}{2} \right) = 639 \text{ mm}$$

$$A_{sULS} := \frac{\omega \cdot d \cdot f_{cd} + N_{ULS}}{f_{yd}} = 986 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Böjamering i SLS (sprickbredd)

avsn 9.2.3 Beräkningen avser vertikal armering i murens inspänningssnitt.

$$A_{sSLS} := 1170 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Antas och itereras för att uppnå $w \leq 0.20 \text{ mm}$ för böjsprickor där tryckzonhöjden är $x < 50 \text{ mm}$ och $w \leq 0.30 \text{ mm}$ för böjsprickor där $x \geq 50 \text{ mm}$ enl H.4.2(4)

$$\varphi := 1.85$$

Kryptal antas (bör beräknas enligt B.5)

$$\rho := \frac{A_{sSLS}}{A_c} = 0.0017$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.26 \quad \alpha_{e,ef} := \frac{E_s \cdot (1 + \varphi)}{1.05 E_{cm}} = 17$$

$$x := d \cdot \rho \cdot \alpha_{e,ef} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\rho \cdot \alpha_{e,ef}}} - 1 \right) = 138 \cdot \text{mm}$$

$$a_y := c + 0.5\phi = 50 \cdot \text{mm}$$

$$h_{c,eff} := \min \left(\min(a_y + 5\phi, 10\phi, 3.5a_y), h - x, \frac{h}{2} \right) = 150 \cdot \text{mm}$$

$$A_{c,eff} := h_{c,eff} = 150000 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_{sSLS}}{A_{c,eff}} = 0.0078 \quad k_t := 0.4$$

$$\sigma_s := \frac{M_{SLS} - N_{SLS} \cdot (d - 0.5 \cdot h)}{A_{sSLS} \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right)} + \frac{N_{SLS}}{A_{sSLS}} = 171.3 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta \varepsilon_m := \max \left[(1 - k_t) \frac{\sigma_s}{E_s}, \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \right] = 0.00051$$

$$k_{ct} := 1.7 \quad (\text{rekommenderad värde av NDP})$$

$$k_{fl} := \frac{h - h_{c,eff}}{h} = 0.786 \quad (\text{ren böjning antas förenklad})$$

$$k_b := 0.9 \quad (\text{god vidhäftning, vilket kan antas för } h \leq 300 \text{ mm})$$

$$s_{r.m.cal} := \min \left[1.5c + \frac{(k_{fl} \cdot k_b)}{7.2} \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff} \cdot k_w}, \frac{1.3}{k_w} (h - x) \right] = 312 \cdot \text{mm}$$

$$a_{y,i} := a_y$$

$$k_{l,r} := \frac{h - x}{h - a_{y,i} - x} = 1.1$$

$$w_{k,calc} := k_w \cdot k_{l,r} \cdot s_{r.m.cal} \cdot \Delta \varepsilon_m = 0.30 \cdot \text{mm}$$

$$x = 138 \cdot \text{mm} > 50 \text{ mm OK!}$$

Horisontell armering av tvångskrafter (SLS)

Bilaga D

Denna beräkning förutsätter egentligen att detaljerade uppgifter om betongens sammansättning samt temperaturförhållanden vid och efter gjutning finns för att bestämma max temperatur i betongen och avsvalningsförloppet.

I brist på underlag antas här:

$$T_{c,max} := 55K \quad T_0 := 15K \quad t_2 := 2 \text{ dagar} \quad \text{enl Figur D.2}$$

$$\Delta T_{min} := 15K \quad \text{antagen temperaturskillnad mellan konstruktionsdelar över en årscykel (EN 1991-1-5, 6.1.6)}$$

$$A_{s,tvång} := 1490 \frac{mm^2}{m} \quad \text{Antas och itereras för att uppnå sprickbredd för vattentäthet enligt Bilaga H, se beräkning ovan.}$$

$$w_{klimTC1} = 0.198mm$$

Krympning enligt Bilaga B.6

$$\alpha_{NDP,b} := 1.0 \quad \alpha_{NDP,d} := 1.0 \quad \text{rekommenderade värden}$$

$$t := 100 \cdot 365 = 36500 \quad 100 \text{ års livslängd antas} \quad t_s := t_2 = 2$$

$$h_n := 2 \cdot h = 1.4m \quad \text{enkelsidig uttorkning}$$

$$f_{cm28} := f_{cm} = 38MPa \quad RH := 80\% \quad \text{antas (utomhus)}$$

$$\text{Cementklass CN antas} \quad \alpha_{bs} := 700 \quad \alpha_{ds} := 4$$

$$\epsilon_{cb,s,fc} := \alpha_{bs} \left(\frac{f_{cm28}}{60MPa + f_{cm28}} \right)^{2.5} \cdot 10^{-6} = 0.000066$$

$$\beta_{bs,t} := 1 - \exp(-0.2 \cdot \sqrt{t}) = 1$$

$$\epsilon_{cb,s,t} := \epsilon_{cb,s,fc} \cdot \beta_{bs,t} \cdot \alpha_{NDP,b} = 0.000066$$

$$\epsilon_{cd,s,fc} := (220 + 110 \cdot \alpha_{ds}) \cdot \exp\left(-0.012 \cdot \frac{f_{cm28}}{MPa}\right) \cdot 10^{-6} = 0.000418$$

$$RH_{eq} := 99 \cdot \left(\frac{35MPa}{f_{cm28}} \right)^{0.1} \% = 98.189\% > RH$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_{eq}} \right)^3 \right] = 0.712$$

$$\beta_{ds.tts} := \left[\frac{(t - t_s)}{0.035 \cdot \left(\frac{h_n}{\text{mm}} \right)^2 + (t - t_s)} \right]^{0.5} = 0.589$$

$$\varepsilon_{c ds.tts} := \varepsilon_{c ds.fcm} \cdot \beta_{RH} \cdot \beta_{ds.tts} \cdot \alpha_{NDP,d} = 0.000175$$

$$\varepsilon_{cs.tts} := \varepsilon_{cbs,t} + \varepsilon_{c ds.tts} = 0.000241$$

Tvångstörning enligt Bilaga D.6

$$T_{c,max} - T_0 = 40\text{K} \quad \text{avsvälning efter gjutning}$$

$$R_{ax} := 0.5 \quad \text{antagen tvångsfaktor för väggar/murar}$$

$$k_{Temp} := 0.9 \quad \alpha_{cth} := 10 \cdot 10^{-6} \text{K}^{-1}$$

$$\varepsilon_{free} := \alpha_{cth} \cdot [k_{Temp} \cdot (T_{c,max} - T_0) + \Delta T_{min}] + \varepsilon_{cs.tts} = 0.000751$$

Samma tvångsfaktor antas för hela livslängden.

$$R_{ax} \cdot \varepsilon_{free} = 0.000375$$

Sprickbreddberäkning av tvång enligt 9.2.3(4)

$$\Delta \varepsilon_{mt} := R_{ax} \cdot \varepsilon_{free} - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{E_{cm}} = 0.000339$$

$$a_{yt} := c_{maxRIDAS} + 0.5\phi = 60\text{mm}$$

$$h_{c,eff,t} := \min \left(\min(a_{yt} + 5\phi, 10\phi, 3.5a_{yt}), \frac{h}{2} \right) = 160\text{mm}$$

$$A_{c,eff,t} := h_{c,eff,t} = 160000 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \rho_{p,eff,t} := \frac{A_{s,tvång}}{A_{c,eff,t}} = 0.0093$$

$$s_{r,m,calc,t} := \min \left[1.5c_{maxRIDAS} + \frac{(1.0 \cdot k_b)}{7.2} \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff,t}}, \frac{1.3}{k_w} h \right] = 343\text{mm}$$

$$w_{k,calc,t} := k_w \cdot 1.0 \cdot s_{r,m,calc,t} \cdot \Delta \varepsilon_{mt} = 0.198\text{mm} \quad w_{k,limTC1} = 0.198\text{mm}$$

Tvärkraftskapacitet ULS

avsn 8.2.2 Kontroll av tvärkraftskapacitet utan skjuvarmering.

Kontrollsnitt bestäms konservativt i inspänningssnittet.

$$\underline{M_{Ed}} := M_{ULS} = 278.5 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$V_{Ed} := H_{ULS} = 189.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_{Ed} := N_{ULS} = -13.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$t_{\text{snitt}} := t_{\text{uk}} = 700 \text{ mm}$$

$$d_{\text{nom}} := t_{\text{snitt}} - c - 0.5 \cdot \phi = 650 \text{ mm}$$

$$\text{Antag ballast med största fraktionen } 16/32 \text{ mm} \quad D_{\text{lower}} := 16 \text{ mm}$$

$$d_{dg} := 16 \text{ mm} + D_{\text{lower}} = 32 \text{ mm} \quad \gamma_V := 1.4 \text{ för beräkning med } d_{\text{nom}}$$

$$\tau_{Rdc.min} := \frac{11}{\gamma_V} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_{nom}} \cdot \text{MPa} = 0.458 \text{ MPa}$$

$$z_{\text{nom}} := 0.9 \cdot d_{\text{nom}} = 585 \text{ mm}$$

$$V_{Rd.min} := \tau_{Rdc.min} \cdot z_{\text{nom}} = 267.894 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} > V_{Ed} \quad \text{OK!}$$

Kapacitetsvillkoret redan uppfyllt och vi kan egentligen sluta räkna på tvärkraft här, men för demonstration fortsätter vi.

$$\rho_1 := \frac{\max(A_{sULS}, A_{sSLS})}{d_{\text{nom}}} = 0.0018$$

$$a_{cs} := \max\left(\left|\frac{M_{Ed}}{V_{Ed}}\right|, d_{\text{nom}}\right) = 1.47 \text{ m}$$

$$a_v := \min\left(\sqrt{\frac{a_{cs}}{4} \cdot d_{\text{nom}}}, d_{\text{nom}}\right) = 0.489 \text{ m}$$

$$k_{vp} := \max\left(1 + \frac{N_{Ed}}{|V_{Ed}|} \cdot \frac{d_{nom}}{3 \cdot a_{cs}}, 0.1\right) = 0.989$$

$$\tau_{Rd,c} := \frac{0.66}{\gamma_V} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \cdot \frac{d_{dg}}{k_{vp} \cdot a_v}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 0.335 \cdot \text{MPa}$$

$$V_{Rd,c1} := \max(\tau_{Rd,c, \min}, \tau_{Rd,c}) \cdot z_{nom} = 267.894 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > V_{Ed} \quad \text{OK!}$$

En ytterligare möjlighet (alternativ 2) är att räkna med en dimensionerande effektivhöjd d_d som ger möjligheten att använda reducerade partialkoefficienter enligt Bilaga A.

Bilaga A.3(6) $d_d := d_{nom} - 15 \text{ mm} = 635 \text{ mm}$

Tabell A.1 $\gamma_{V2} := 1.29$

$$\tau_{Rd,c, \min 2} := \frac{11}{\gamma_{V2}} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_d}} \cdot \text{MPa} = 0.503 \cdot \text{MPa}$$

$$z_d := 0.9 \cdot d_d = 571.5 \text{ mm}$$

$$\tau_{Rd,c2} := \frac{0.66}{\gamma_{V2}} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \cdot \frac{d_{dg}}{k_{vp} \cdot a_v}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 0.363 \cdot \text{MPa}$$

$$V_{Rd,c2} := \max(\tau_{Rd,c, \min 2}, \tau_{Rd,c2}) \cdot z_d = 287.364 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > V_{Ed} \quad \text{OK!}$$

$$V_{Rd,c} := \max(V_{Rd,c1}, V_{Rd,c2}) = 287.364 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

I detta fall är $\tau_{Rd,c, \min}$ dimensionerande och metoden med dimensionerande effektivhöjd d_d ger något högre tvärkraftskapacitet.

Förankringslängd

avsn 11.4.2 $\sigma_{sd} := f_{yd} = 435 \cdot \text{MPa}$

$$\phi = 20 \text{ mm} \quad 14 \text{ mm} < \phi < 32 \text{ mm}$$

$$c = 40 \text{ mm} \quad 1.5\phi = 30 \text{ mm} \quad c > 1.5\phi$$

Tabell 11.1 kan användas.

Koefficient för $\phi = 20$ mm och $f_{ck} = 30$ MPa avläses $\Rightarrow 46$

$$l_{bd, tabell} := 46 \cdot \phi = 920 \text{ mm}$$

Noggrannare beräkning:

$$k_{cp} := 1.0 \quad \text{god vidhäftning}$$

$$k_{fb} := 50 \quad n_{\sigma} := 1.5 \quad \text{rekommenderade värden}$$

$$c_d := \min(c, 3.75\phi) = 40 \text{ mm}$$

$$l_{bd} := k_{fb} \cdot k_{cp} \cdot \phi \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{43.5 \text{ MPa}} \right)^{n_{\sigma}} \cdot \left(\frac{25 \text{ MPa}}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{\phi}{20 \text{ mm}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{1.5\phi}{c_d} \right)^{\frac{1}{2}} = 790 \text{ mm}$$

Skarvlängd

$$\text{avsn 11.5.2(2)} \quad k_{ls} := 1.2$$

$$l_{sd} := k_{ls} \cdot l_{bd} = 948 \text{ mm}$$

Resultattabell

Armeringsbehov vertikal armering

$$A_{sULS} = 9.9 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sSLS} = 11.7 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Minimiarmeringsbehov för robusthet, vertikal armering

$$A_{smin,cr} = 8.243 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Minimiarmeringsbehov för undvika flytning av armering

$$A_{smin,böj} = 4.5 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Vertikal armering}$$

$$A_{smin,drag} = 11.4 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Horisontell armering}$$

Minimiarmeringsbehov för sprickbreddsbegränsning, horisontell armering

$$A_{smin,w} = 30.5 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s,tvång} = 14,9 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{vid noggrann analys och beräkning}$$

Tvärkraftskapacitet

$$V_{Rd,c} = 279,9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Förankringslängd

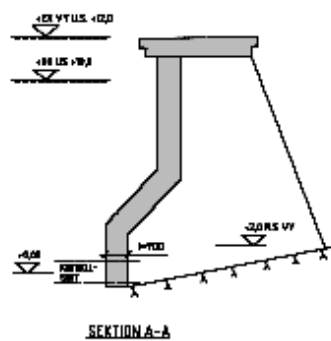
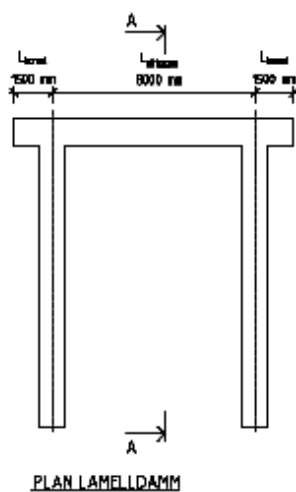
$$\text{Förankringslängd } l_{bd} = 790 \cdot \text{mm} \quad \text{Skarvlängd } l_{sd} = 948 \cdot \text{mm}$$

Bilaga B Beräkningar av frontplatta i lamelldamm

B.1 BERÄKNING ENLIGT RIDAS/EK2:2005

Konstruktionsberäkning av frontplatta i lamelldamm enligt RIDAS/EK2:2005

Beräkningsskisser:



$$t := 1100 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

$$L_{\text{konso1}} := 1.5 \text{ m}$$

$$L_{\text{mittspann}} := 8.0 \text{ m}$$

$$\gamma_w := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (\text{Tunghetvatten})$$

$$EX_VY_US := 12.0 \text{ m}$$

(Extrem uppströms vattenyta, motsvarande överdämd damm)

$$DG_US := 10.0 \text{ m}$$

(Uppströms dämningssgräns, motsvarar normal uppströms vattenyta.)

$$NS_VY := 2.0 \text{ m}$$

(Nedströms vattenyta, normalvärde)

Förutsättningar:

Frontplattans nedersta del dimensioneras som en meterstrimla och antas förenklat som en fritt upplagd balk över lamellerna med horisontell huvudameringsriktning.

Statisk beräkning redovisas ej, endast dimensionerande snittkrafter i ULS och SLS.

Material:

Betong:

Antar betong av kvalitet C35/45 enligt SS-EN 1992-1.
Hållfasthetsvärden enligt tabell 2.1N, Tabell 3.1, Ekv 3.15

$$f_{ck} := 35 \text{ MPa} \quad f_{ctm} := 3.2 \text{ MPa} \quad f_{ctk_{0.05}} := 2.2 \text{ MPa} \quad E_{cm} := 34 \text{ GPa}$$

$$\gamma_c := 1.5 \quad \alpha_{cc} := 1.0 \quad \alpha_{ct} := 1.0$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 23.333 \text{ MPa} \quad f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk_{0.05}}}{\gamma_c} = 1.467 \text{ MPa}$$

Armering:

Enligt SS-EN 1992-1 tabell 2.1N och 3.2.7
Armering typ K500C-T.

$$\gamma_s := 1.15 \quad f_{yk} := 500 \text{ MPa} \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \text{ MPa} \quad E_s := 200 \text{ GPa}$$

Täckande betongskikt:

Enligt RIDAS TV 9 Tabell 9:

$$\text{U:S sida (mot uppströms vattenyta)} \quad TB_{U,S} := 50 \text{ mm}$$

$$\text{N:S sida (mot nedströms vattenyta)} \quad TB_{N,S} := 50 \text{ mm}$$

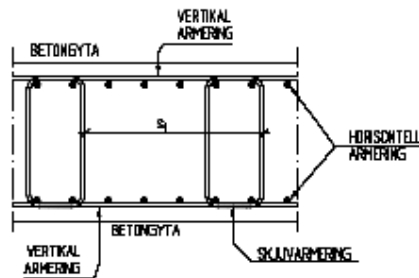
Vid beräkning av minimiarmering sättstäckande betongskikt
till maximalt 50 mm enligt RIDAS.

Inlagd armering:

På grund av inlagd skjuvarmering i form av dubbla c-byglar läggs den liggande
huvudarmeringen i det inre armeringslagret.

$$\phi_y := 25 \text{ mm} \quad (\text{Antagen dimension vertikal järn / yttre lager})$$

$$\phi_l := 25 \text{ mm} \quad (\text{Antagen dimension horisontella järn/inre lager})$$



Sprickvidd:

Tillåten sprickvidd max 0,20 mm enligt acceptanskriterier i RIDAS TV9 7.2.3

$$w := 0.20 \text{ mm}$$

Laster:

Endast vattentryck beaktas. Dimensionerande tryck beräknas i centrum av det betraktade snittet (på nivå +0,0). Berggrunden antas inte medverka som upplag för frontplattan.

Vattentryck vid varaktig vattenyta (DG):

$$q_{w.US.DG} := DG_US \cdot \gamma_w = 100 \cdot \text{kPa}$$

Ökat vattentryck p.g.a. extrem uppströms vattenyta:

$$q_{w.US.EX} := (EX_VY_US - DG_US) \cdot \gamma_w = 20 \cdot \text{kPa}$$

Mothållande vattentryck, varaktig vattenlast nedströms

$$q_{w.NS.VY} := -(NS_VY) \cdot \gamma_w = -20 \cdot \text{kPa}$$

Tvångskrafter från temperatur, krympning etc behöver ej beaktas i ULS enligt SS-EN 1992-1-1:2005, 2.3.1.3 och 2.3.2.2, förutsatt att tvärsnittet har tillräcklig duktilitet och rotationsförmåga.

I SLS ger tvång från temperatur och krympning upphov till en dragkraft på 100 kN/m.

Lastkombinering:

Antar att frontplattan tillhör en anläggning i dammsäkerhetsklass D enligt RIDAS.

$$\gamma_{dK} := 1.0$$

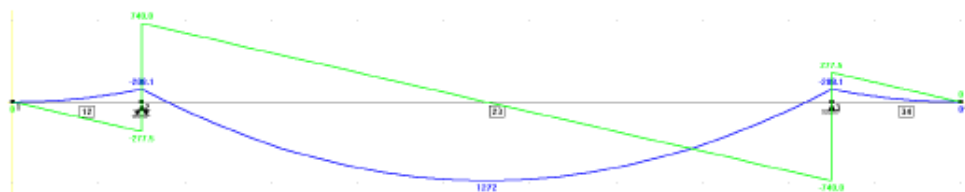
Dimensionerande vattentryck i ULS 6.10 a

$$q_{ULS} := (q_{w,US,DG} \cdot 1.35 + q_{w,US,EX} \cdot 1.50 - q_{w,NS,VY} \cdot 1.0) \cdot \gamma_{dK} = 185 \text{ kPa}$$

Dimensionerande vattentryck i SLS (kvasipermanent kombination).
Tvärsnittet antas uppsprucket, ingen kontroll utförs i karakteristisk kombination.

$$q_{SLS} := q_{w,US,DG} \cdot 1.0 - q_{w,NS,VY} \cdot 1.0 = 120 \text{ kPa}$$

Dimensionerande snittkrafter:



ULS:

$$M_{\text{fält,max,ULS}} := 1272 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$V_{\text{max,ULS}} := 740 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_{\text{till,ULS}} := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tillhörande normalkraft, ULS (drag positivt)

SLS:

$$M_{\text{fält,max,SLS}} := 825 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$N_{\text{till,SLS}} := 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tillhörande normalkraft antas för att beakta tvång av temperatur och krympning i SLS (drag positivt)

Kryptal som funktion av tiden

Enligt EN 1992-1-1, bilaga B1

Betong C35/45

$$f_{cm} := 43 \text{ MPa}$$

Relativ luftfuktighet

$$RH := 80 \%$$

Ålder vid pålastning

$$t_0 := 7 \text{ dagar}$$

Ålder vid betraktad tidpunkt

$$t_{\text{dag}} := 120 \cdot 365 = 43800 \text{ dagar}$$

$$\text{Tvärsnittsarea} \quad A_c := 11001000 = 1.1 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Omkrets i kontakt med luft} \quad u := 1 \cdot 1000 = 1000 \text{ mm} \quad \text{Endast en sida}$$

$$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 2.2 \times 10^3 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.866 \quad \alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.96 \quad \alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.902$$

$$\varphi_{RH} := \begin{cases} \left[1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100} \right) \cdot \alpha_1}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \right] \cdot \alpha_2 & \text{if } f_{cm} > 35 \\ 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} & \text{otherwise} \end{cases} = 1.087$$

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.562 \quad \beta_{t0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.635$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} = 1.768$$

$$\beta_H := \begin{cases} \min \left[1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right] & \text{if } f_{cm} > 35 \\ \min \left[1.5 \cdot \left[1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250, 1500 \right] & \text{otherwise} \end{cases} = 1.353 \times 10^3$$

$$\beta_c := \left[\frac{(t_{dag} - t_0)}{\beta_H + t_{dag} - t_0} \right]^{0.3} = 0.991$$

$$\varphi_e := \varphi_0 \cdot \beta_c = 1.752$$

Minimiarmering:

Minimiarmering i frontplattans huvudarmeringsriktning (d.v.s. horisontell led) kontrolleras för robusthet enligt SS-EN 1992-1 kapitel 9.3.1.1 och ekvation 9.1N.

$$f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa} \quad f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$d_i := t - TB_{NS} - \phi_y - \frac{\phi_i}{2} = 1013 \text{ mm} \quad \text{Inre hävarm för armering i huvudarmeringsriktningen.}$$

$$A_{s,min.1} := 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d_i = 16.848 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Armering i sekundärriktningen skall vara minst 20 % av armeringsmängden i huvudarmeringsriktningen.

Böjarmering ULS

Armering dimensioneras enligt EN 1992-1-1 och EN 1992-2.

$$h := t = 1100 \text{ mm}$$

$$TB_{NS} = 50 \text{ mm} \quad \text{Längsarmeringens täckande betongskikt}$$

$$\phi_1 = 25 \text{ mm} \quad \text{Stångdiameter}$$

$$e := \phi_y = 25 \text{ mm} \quad \text{Yttre armeringslager}$$

$$d := t - \left(TB_{NS} + \frac{\phi_1}{2} + e \right) = 1012.5 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{cu3} := \frac{3.5}{1000}$$

Erforderlig armering i brottgränstillstånd (ULS). Tvärsnittet antas enkellarmerat & underarmerat.

$$m_{id} := M_{alt,max,ULS} - N_{till,ULS} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1272 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$m_- := \frac{m_{id}}{d^2 \cdot f_{cd}} = 0.053$$

$$\omega_s := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m_-} = 0.055$$

$$A_{s,brott} := \frac{\omega_s \cdot d \cdot f_{cd} + N_{till,ULS}}{f_{yd}} = 29.707 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Sprickbredds begränsning

Kontroll av att armering inte flyter vid uppsprickning enligt SS-EN 1992-1 kapitel 7.3.2 ekvation 7.1:

$$\sigma_s := 500 \text{ MPa}$$

$$k := 0.50 \quad \text{Enligt EKS 11 4a§ för tvärsnitt} > 680 \text{ mm}$$

$$k_c := 1.0 \quad \text{Antar ren dragning}$$

$$A_{ct} := \frac{h}{2} = 0.55 \text{ m} \quad \text{Beräknar } A_s \text{ per sida, använder halva tvärsnittshöjden}$$

$$f_{ct,eff} := f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$$

$$A_{s,min.2} := \frac{(k_c \cdot k_{ct,eff} \cdot A_{ct})}{\sigma_s} = 17.6 \frac{cm^2}{m}$$

Minimiarmering enligt BAW (2011)

Tvärsnittet är tjockare än 800 mm, alltså kan BAW (2011) tillämpas enligt RIDAS TV9 7.2.3.

$$f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa} \quad w_p := w = 0.2 \text{ mm} \quad \alpha_T := 1 \cdot 10^{-5} \quad \gamma := 25 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$$

$$\text{Täckande betongskikt} \quad c := TB_{NS} = 50 \text{ mm} \quad h := t = 1.1 \text{ m}$$

Minimiarmering enligt BAW i vägg med antagen temperaturhöjning efter 7 d = 30K för C35/35 med kylning!

$$\text{Adiabat temp} \quad \Delta T_{adiab.7d30K} := 30 \text{ K}$$

$$\text{Höjd gjutpall} \quad h_{BA} := 6 \text{ m} \quad \text{Antar gjutning i två etapper}$$

$$\text{Sprickavstånd} \quad l_{cr,W} := 1.2 h_{BA} = 7.2 \text{ m}$$

$$\text{Faktorer} \quad k_{N0} := \begin{cases} 0.7 - 0.2 \cdot \left(\frac{h}{m}\right)^{-0.3} & \text{if } 0.7 - 0.2 \cdot \left(\frac{h}{m}\right)^{-0.3} < 0.55 \\ 0.55 & \text{otherwise} \end{cases} = 0.506$$

$$k_{NFK} := 1.05 \quad \text{Extrapolerat värde för C35/45}$$

$$k_{NIJ} := 1.0 \quad \text{Ej vintergjutning}$$

$$\text{Ekvivalent temperaturhöjning} \quad \Delta T_{N30K} := k_{N0} \cdot k_{NFK} \cdot k_{NIJ} \cdot \Delta T_{adiab.7d30K} = 15.928$$

$$\text{Antal sekundär-sprickor} \quad n_{N30K} := 1.1 \cdot \left(\frac{\Delta T_{N30K} \cdot \alpha_T \cdot l_{cr,W}}{w_p} - 1 \right) = 5.207$$

$$A_{s,minBAW} := \sqrt{\frac{\phi_y \cdot (c + 0.5 \phi_y)^2 \cdot b^2 \cdot f_{ctm} \cdot (0.69 + 0.34 n_{N30K})}{E_s \cdot w_p}} = 43.8 \text{ cm}^2$$

Böjarmering SLS

Dimensionering enligt EN 1992-1 7.3.4

Enkelarmerat tvärsnitt antaget. Normalkraft anges i centrum av tvärsnittet

MÅTT

$$h := t = 1100 \text{ mm}$$

$$b := 1 \text{ m}$$

$$\phi_y = 25 \cdot \text{mm} \quad TB_{NS} = 50 \cdot \text{mm}$$

$$\underset{\text{***}}{d} := h - e - TB_{NS} - \frac{\phi_1}{2} \quad d = 1012.5 \cdot \text{mm}$$

$$A_{s, \text{bruk}} := 55 \text{ cm}^2 \quad \text{Antagen armeringsmängd per meter (itererad för att uppnå } w_k \leq 0,20 \text{ mm). P. g. a. tät armering bör två lager övervägas, här visas utförande i ett lager.}$$

MATERIALPARAMETRAR

$$E_{cm} = 34 \cdot \text{GPa} \quad f_{ctm} = 3.2 \cdot \text{MPa} \quad \varphi_e = 1.752$$

$$f_{yk} = 500 \cdot \text{MPa} \quad E_s = 200 \cdot \text{GPa}$$

SNITTKRAFTER

$$M_{\text{fält, max. SLS}} = 825 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad \text{Moment}$$

$$N_{\text{till, SLS}} = 100 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Normalkraft SLS (positiv vid drag)}$$

Stålspänning

Beräkning av stålspänning enligt Betonghandboken 4.3:341

$$\rho := \frac{A_{s, \text{bruk}}}{b \cdot d} \quad \rho = 5.432 \times 10^{-3}$$

$$\alpha := \frac{E_s \cdot (1 + \varphi_e)}{E_{cm}} \quad a := 0.4 \quad \alpha = 16.188$$

$$\xi := \text{root} \left[\frac{1}{2} \cdot \frac{a^2}{1-a} \left[1 + \left(1 - \frac{a}{3} \right) \cdot \frac{N_{\text{till, SLS}}}{M_{\text{fält, max. SLS}} + N_{\text{till, SLS}} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) \cdot 10^{-3}} \cdot d \cdot 10^{-3} \right] - \rho \cdot \alpha \cdot a \right]$$

$$z := d \cdot \left(1 - \frac{\xi}{3} \right) \quad z = 898 \cdot \text{mm} \quad \xi = 0.341$$

$$\underset{\text{***}}{\sigma_s} := \left[\frac{M_{\text{fält, max. SLS}} + N_{\text{till, SLS}} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right)}{A_{s, \text{bruk}} \cdot z} + \frac{N_{\text{till, SLS}}}{A_{s, \text{bruk}}} \right] \quad \underset{\text{***}}{\sigma_s} := \sigma_s \cdot \text{m} = 195 \cdot \text{MPa}$$

Sprickvidd

$$k_1 := 0.8$$

$$k_2 := 0.5$$

$$k_3 := 7 \cdot \frac{\phi_1}{c} \quad k_3 = 3.5$$

$$k_4 := 0.425$$

$$k_t := 0.4$$

$$x := \xi \cdot d \quad x = 344.79 \text{ mm}$$

$$h_{c_eff} := \min \left[\frac{(h-x)}{3}, \frac{h}{2}, 2.5(h-d) \right] = 218.7 \text{ mm}$$

$$A_{c_eff} := h_{c_eff} \cdot \frac{b}{1000}$$

$$\rho_{p_eff} := \frac{A_{s,bruk} \cdot 10^{-6}}{A_{c_eff}} = 2.514 \times 10^{-5}$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.882$$

$$f_{ct_eff} := f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{sm_cm} := \max \left[\frac{\left[\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct_eff}}{\rho_{p_eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p_eff}) \right]}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right] = 5.84 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{sm_cm} = 5.84 \times 10^{-4}$$

$$s_{r_max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_i}{\rho_{p_eff} \cdot 10^3} \quad s_{r_max} = 0.344 \text{ m}$$

$$w_k := s_{r_max} \cdot \epsilon_{sm_cm}$$

$$\text{Sprickvidden blir } w_k = 0.20 \text{ mm}$$

Tvärkraftskapacitet

Tvärkraftskapacitet enligt SS-EN 1992-2 kap 6.2.

Material

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa} \quad \gamma_{cc} = 1.5$$

$$f_{ywd} = 435 \text{ MPa}$$

Tvärsnitt

$$b_w := 1 \text{ m} \quad d = 1.013 \text{ m}$$

$$A_{s,bruk,d} := A_{s,min}BAW = 43.8 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Horisontell armering i dragen sida (i kontrollsnittet).}$$

$$\theta := 21.805 \text{deg} \quad \cot(\theta) = 2.5 \quad k_{1v} := 0.15$$

Lasteffekter

$$V_{\max} := V_{\max,ULS} = 740 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{Max tvärkraft enligt statisk beräkning})$$

Första kritiska snitt vars tvärkraftskapacitet skall kontrolleras ligger på avståndet d från upplag enligt SS-EN 1992-2 6.2.2 (101). Tvärkraften avtar linjärt från upplag till mitten av frontplattan.

$$V_d := V_{\max,ULS} \cdot \left(1 - \frac{d}{L_{\text{mittspann}} \cdot 0.5}\right) = 552.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Dim tvärkraft på avstånd } d \text{ från upplag}$$

$$N_w := (N_{\text{till},ULS}) = 0 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\sigma_{cp} := \frac{-N}{b \cdot d \cdot \text{m}^{-1}} = 0 \cdot \text{MPa}$$

Kapacitet utan tvärkraftsarmering

$$k_w := \min\left(2, 1 + \sqrt{\frac{200 \text{mm}}{d}}\right) = 1.444$$

$$\rho_1 := \min\left(\frac{A_{s,bruk,d}}{b_w \cdot d}, 0.02\right) = 0.0043$$

$$v_{\min} := 0.035 \cdot k_w^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \text{MPa} = 0.359 \text{MPa} \quad (6.3N)$$

$$V_{Rd,C} := \max\left[\left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa}^{\frac{2}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot d, \left(v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot d\right] = 434 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (6.2a, 6.2b)$$

Reduktion av last nära upplag

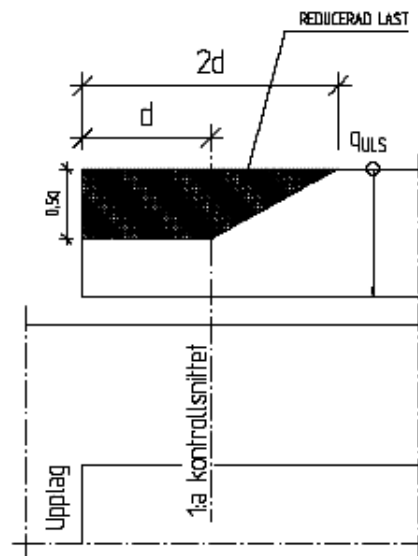
Reduktion p.g.a. last nära upplag enligt EN 1992-1 6.2.2 (6)

Lasten får reduceras med uttrycket $\beta = a_v/2d$
 Reducerar lasten på avståndet $a_v = d$

$$V_{d,red} := V_d - (q_{ULS} \cdot d \cdot 0.25) = 505.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{d,RED} > V_{Rd,C}$$

Tvärkraftsarmering erfordras



Beräkning av tvärkraftsarmering

Dimensionering av tvärkraft utförs på avståndet $a_{sw} = 0.9d \cdot \cot(\theta)$ ut från upplagskant.

$$\theta := 21.805 \text{ deg} \quad \cot(\theta) = 2.5 \quad a_{sw} := 0.9 \cdot d \cdot (\cot(\theta)) = 2.278 \text{ m}$$

$$V_{sw} := V_{\max, ULS} \cdot \left(1 - \frac{a_{sw}}{L_{\text{mittspänn}} \cdot 0.5}\right) = 318.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Dimensionerande tvärkraft för beräkning av skjuvarmering.}$$

$\alpha_{cw} := 1$ Ingen tryckande normalkraft i tvärsnittet. Dragkrafter p.g.a. tvång beaktas ej.

$$\nu := 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}}\right) = 0.516$$

$$\rho_{w, \min} := 0.08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot \text{MPa}^{-1}}}{f_{yk} \cdot \text{MPa}^{-1}} = 0.00095 \quad A_{sw, \min} := \rho_{w, \min} \cdot m = 9.466 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sw} := \max \left(A_{sw, \min}, \frac{V_{sw}}{0.9d \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)} \cdot m \right) = 9.47 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

V_d ska dock vara mindre än $V_{Rd, \max}$

$$V_{Rd, \max} := \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot 0.9d \cdot \nu \cdot f_{ck}}{\gamma_c \cdot (\cot(\theta) + \tan(\theta)) \cdot m} = 3784 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

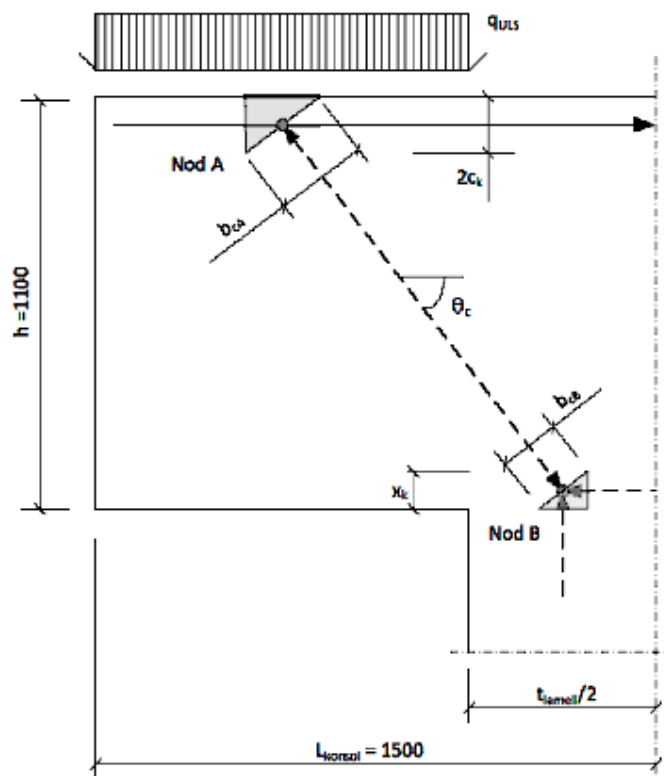
Maximalt avstånd i längsled mellan stänger i längsled ($s_{l,max}$) och tvärlädd ($s_{t,max}$):

$$\alpha_{cw} = 1 \quad \alpha := 90 \text{ (Vinkel mellan skjuvarmeringens skänkel och längsgående armering)}$$

$$s_{l,max} := 0.75d \cdot \left(1 + \cot\left(\alpha \cdot \frac{\pi}{180}\right) \right) = 0.759m$$

$$s_{t,max} := 1.5d = 1.519m$$

Kapacitet i konsol



$$q_{ULS} := 185 \text{ kPa} \quad L_{konsol} = 1500 \text{ mm} \quad t_{lamell} := 1000 \text{ mm}$$

$$c_k := c + \phi_y = 75 \text{ mm} \quad x_k := 100 \text{ mm} \quad h_k := h = 1100 \text{ mm}$$

$$\theta_c := \text{atan}\left[\frac{h_k - c_k - 0.5x_k}{0.5(L_{konsol} - 0.5t_{lamell}) + 0.25t_{lamell}} \right] = 52.431 \text{ deg}$$

$$b_{cA} := \frac{2 \cdot c_k}{\cos(\theta_c)} = 246 \text{ mm} \quad b_{cB} := \frac{x_k}{\cos(\theta_c)} = 164 \text{ mm}$$

$$F_{cd} := \frac{q_{ULS} \cdot L_{konsol}}{\sin(\theta_c)} = 350.103 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Kraft i trycksträva A-B}$$

Kontroll av tryck i nod A enligt 1992-1 6.5.4(4) b):

$$\sigma_{cA} := \frac{F_{cd}}{b_{cA}} = 1.4 \text{ MPa} \quad \text{tryckspänning i strävan vid nod A}$$

$$\nu := 1 - \left(\frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.86 \quad k_{2v} := 0.85$$

$$\sigma_{RdmaxA} := k_2 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 17.1 \text{ MPa} > \sigma_{cA} = 1.4 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

Kontroll av tryck i nod B enligt 1992-1 6.5.4(4) a):

$$\sigma_{cB} := \frac{F_{cd}}{b_{cB}} = 2.1 \text{ MPa} \quad \text{tryckspänning i strävan vid nod B}$$

$$k_{1v} := 1.0$$

$$\sigma_{RdmaxB} := k_1 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 20.1 \text{ MPa} > \sigma_{cB} = 2.1 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$F_{sd} := F_{cd} \cdot \cos(\theta_c) = 213.462 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$A_{s,konsol} := \frac{F_{sd}}{f_{yd}} = 491 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad \text{kraft i armering vid nod A}$$

Förankringslängd

SS EN 1992-1-1 8.4.2 (2)

$$f_{ctd} := 1.33 \text{ MPa} \quad \text{Förankringsbetongens dimensionerande draghållfasthet}$$

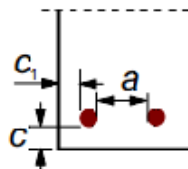
$$\eta_1 := 1.0 \quad 1.0 \text{ vid goda förankringsförhållanden} - 0.7 \text{ annars.}$$

$$a_{alla} := 150 \text{ mm} \quad \text{Det fria avstånd mellan stängema som ska användas vid ber.}$$

$$c_1 := 50 \text{ mm} \quad \text{Enligt figur}$$

$$c := TB_{US} + \phi_y = 75 \text{ mm} \quad \text{Enligt figur}$$

$$\alpha_1 := 1.0 \quad \text{Rak stång.}$$



$$\eta_2 := 1.0 \quad 1,0 \text{ för stänger som inte är grövre än } 32\text{mm}$$

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.993 \text{ MPa}$$

Erforderlig grundförankringslängd vid fullt utnyttjande av stängen,
 $\sigma_{sd} := 435 \text{ MPa}$, enl. SS EN 1992-1-1 8.4.3 (2):

$$\phi := \phi_1 = 25 \text{ mm} \quad l_{brqd} := \frac{\phi_1 \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} \quad l_{brqd} = 909 \text{ mm}$$

Inverkan av täckande betongskikt enl. SS EN 1992-1-1 8.4.4 (1)

$$c_d := \min\left(\frac{a_{alla}}{2}, c_1, c\right) = 50 \text{ mm} \quad \text{minsta värdet används i beräkningen. Ek2 Figur 8.3}$$

$$\alpha_2 := \begin{cases} 0.7 & \text{if } 1 - 0.15 \cdot \frac{(c_d - \phi)}{\phi} < 0.7 \\ 1 - 0.15 \cdot \frac{(c_d - \phi)}{\phi} & \text{if } 0.7 < 1 - 0.15 \cdot \frac{(c_d - \phi)}{\phi} < 1.0 \\ 1.0 & \text{if } 1 - 0.15 \cdot \frac{(c_d - \phi)}{\phi} > 1.0 \end{cases}$$

$$\alpha_2 = 0.85$$

Inverkan av omslutning av tväramering som inte är svetsad enl. SS EN 1992-1-1 8.4.4 (1)

$$\alpha_3 := 1.0 \quad \text{Eventuell omslutande armering medräknas ej.}$$

Inverkan av omslutning av fastsvetsad tväramering enl. SS EN 1992-1-1 8.4.4 (1)

$$\alpha_4 := 1.0 \quad \text{Ingen omslutning av fastsvetsad armering.}$$

$$\alpha_5 := 1.0 \quad \text{Eventuellt tvärgående tryck medräknas ej.}$$

Villkor för samverkande α -värden enl. SS EN 1992-1-1 8.4.4 (1)

$$\alpha_{c\alpha_2\alpha_3\alpha_5w} := \max(\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5, 0.7)$$

$$\alpha_{c\alpha_2\alpha_3\alpha_5w} = 0.85$$

Dimensionerande förankringslängd

enl. SS EN 1992-1-1 8.4.4 (1)

$$l_{bd} := \overrightarrow{(\alpha_1 \cdot \alpha_{c\alpha_2\alpha_3\alpha_5w} \cdot \alpha_4 \cdot l_{brqd})} = 772 \text{ mm}$$

Skarvning av armering

SS-EN 1992-1-1:2005. (8.7.3)

Enligt svensk praxis najas skarvade stänger mot varandra.

SS EN 1992-1-1 8.7.2 (3) ger:

avståndet mellan 2 intilliggande skarvar bör ej understiga $0.3l_0$ skarvama skall förskjutas $1.3l_0$

SS EN 1992-1-1 8.7.3 (1) ger

$\alpha_6 := 1.5$ Mer än 50% av armeringen skarvas inom $0.65l_0$ (Tabell 8.3)

$$l_{b,min} := \max(0.3l_{brqd}, 10\phi, 100\text{mm}) = 273\text{mm}$$

$$l_0 := \max(\alpha_6 \cdot l_{bd}, l_{b,min}) = 1158\text{mm}$$

Resultattabell

Armeringsbehov horisontell armering

$$A_{s,brott} = 29.7 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s,bruk} = 55 \cdot \text{cm}^2$$

Minimi armeringsbehov horisontell armering för robusthet

$$A_{s,min,1} = 16.8 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{SS-EN 1992-1 9.3.1.1}$$

Sprickbreddsbegränsning, horisontell armering

$$A_{s,min,2} = 17.6 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{SS-EN 1992-1 7.3.2 för begränsning av } \sigma_s \leq f_{yk}$$

$$A_{s,minBAW} = 43.8 \text{m} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{BAW (2011) för begränsning till } w = 0.2\text{mm}$$

Kryptal

$$\varphi_e = 1.752$$

Tvärkraftskapacitet

$$V_{Rd,C} = 434.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Reduktion av tvärkraft nära stöd

$$V_{d,red} = 505.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\frac{V_{d,red}}{V_{Rd,C}} = 1.16$$

Erfordrad skjuvarmering:

$$A_{sw} = 9.47 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Förankringsslängd

$$l_{bd} = 772 \text{ mm}$$

Skarvlängd

$$l_0 = 1158 \text{ mm}$$

Konsolberäkning

$$\sigma_{RdmaxA} = 17.1 \text{ MPa} \quad \sigma_{cA} = 1.4 \text{ MPa} \quad \frac{\sigma_{cA}}{\sigma_{RdmaxA}} = 0.083432$$

$$\sigma_{RdmaxB} = 20.1 \text{ MPa} \quad \sigma_{cB} = 2.1 \text{ MPa} \quad \frac{\sigma_{cB}}{\sigma_{RdmaxB}} = 0.106376$$

$$A_{skonsol} = 4.91 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

B.2 BERÄKNING ENLIGT EK2:2023

Konstruktionsberäkning av frontplatta i lamelldamm enligt SS-EN 1992-1-1:2023

Geometri (se figur beräkning enligt EK2/RIDAS)	$h := 1100\text{mm}$	$b := 1000\text{mm}$
	$L_{\text{konso1}} := 1.5\text{m}$	$L_{\text{mittspann}} := 8.0\text{m}$
	$EX_VY_US := 12.0\text{m}$	(Extrem uppströms vattenyta, motsvarande överdämd damm)
	$DG_US := 10.0\text{m}$	(Uppströms dämningssgräns, motsvarar normal uppströms vattenyta.)
	$NS_VY := 2.0\text{m}$	(Nedströms vattenyta, normalvärde)
Betong C35/45 enligt avsn 5.1.3 och Tabell 5.1	$f_{ck} := 35\text{MPa}$	$f_{cm} := 43\text{MPa}$
	$f_{ctm} := 3.2\text{MPa}$	$f_{ctk_{0.05}} := 2.2\text{MPa}$
avsn 5.1.4(2)	$k_E := 9500$	$E_{cm} := k_E \cdot \left(\frac{f_{cm}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \text{MPa} = 33.3\text{GPa}$
avsn 5.1.6(1)	$k_{tc} := 1.0$	$f_{ck.ref} := 40\text{MPa}$
	$\eta_{cc} := \min \left[\left(\frac{f_{ck.ref}}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{3}}, 1.0 \right] = 1$	
	$\gamma_C := 1.5$ enl Tabell 4.3	
	$f_{cd} := \eta_{cc} \cdot k_{tc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 23.3\text{MPa}$	
Armering K500C-T motsv B500 enligt avsn 5.2, Tabell 5.4	$f_{yk} := 500\text{MPa}$	$E_s := 20000\text{MPa}$
	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8\text{MPa}$	$\gamma_s := 1.15$ enl Tabell 4.3
Täckande betongskikt enligt RIDAS antas	$c_{US} := 50\text{mm}$	$c_{NS} := 50\text{mm}$
	Täckskiktenl avsn 6.5.2 och ERC är ännu inte utredd för svenska förhållanden.	
	Vid beräkning av minimiarmering sättstäckande betongskikt sätts till maximalt 50 mm enligt RIDAS.	
	$c_{\text{maxRIDAS}} := 50\text{mm}$	
Ameringsdimension och ameringslager	$\phi_y := 25\text{mm}$	(Antagen dimension vertikala järn / yttre lager)

$$\phi_i := 2.5 \text{ mm} \quad (\text{Antagen dimension horisontella jämn/inre lager})$$

Snittkrafter vid inspänning mot platta (se beräkning enl RIDAS)	$M_{\text{fält,max,ULS}} := 1272 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$	$V_{\text{upplag,max,ULS}} := 740 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Effekter av tvång från temperatur och krympning beaktas som inre deformationer vid sprickbreddsberäkning.
	$M_{\text{fält,max,SLS}} := 825 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$		

Begränsande sprickbredd för vattentäthet och beständighet

Bilaga H Täckhetsklass TC1 antas
"Leakage to be limited to a small amount. Some surface staining or
damp patches acceptable"

I H.4.2 står att begränsningen $w_{k,lim}$ får definieras projektspecifikt. Här
antas att $w_{k,lim}$ bestäms enligt rekommendationen nedan.

$$h_D := DG_{US} - NS_{VY} = 8 \text{ m} \quad h = 1.1 \text{ m} \quad \frac{h_D}{h} = 7.3$$

$$w_{k,limTC1} := \max \left[\min \left[0.20 \text{ mm} - \left(\frac{h_D}{h} - 5 \right) \cdot \frac{0.15 \text{ mm}}{30}, 0.20 \text{ mm} \right], 0.05 \text{ mm} \right] = 0.19 \text{ mm}$$

Denna begränsning av sprickbredd för vattentäthet avser endast
genomgående sprickor.

För icke-genomgående böjsprickor gäller följande.

Tabell 6.1 Exponeringsklass XC4 antas på NS-sidan och US-sidan över
vattenytan i svalpzonen (cykliskt vått/torr)

Exponeringsklass XC2 antas på US-sidan under vattenytan (våt)

Tabell 9.2(NDP) $w_{lim,cal} := 0.30 \text{ mm}$ Rekommenderat värde (nationella val ännu inte
gjorda)

Kryptal

Bilaga B.2 $f_{cm28} := f_{cm} = 43 \text{ MPa}$ Cementklass CN enligt tabell B. 1(NDP)

$$t := 120 \cdot 365 = 43800 \text{ dagar}$$

$$t_0 := 7 \text{ dagar} \quad RH := 80 \% \quad T := 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\alpha_{sC} := 0 \text{ för cement CN} \quad t_{0,T} := t_0$$

$$t_{0adj} := \max \left[t_0 \cdot \left(\frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1 \right)^{\alpha_{sC}}, 0.5 \right] = 7$$

Bilaga B.2

$$\beta_{bc,fc,m} := \frac{1.8}{\left(\frac{f_{cm28}}{\text{MPa}}\right)^{0.7}} = 0.129$$

$$\beta_{bc,tt0} := \ln \left[\left(\frac{30}{t_{0adj}} + 0.035 \right)^2 \cdot (t - t_0) + 1 \right] = 13.614$$

$$\varphi_{bc} := \beta_{bc,fc,m} \cdot \beta_{bc,tt0} = 1.761 \quad \text{baskryptal}$$

$$A_c := h \cdot b = 1.1 \text{ m}^2 \quad u := 1 \cdot b = 1 \text{ m} \quad \text{enkelsidig uttorkning}$$

$$h_n := 2 \cdot \frac{A_c}{u} = 2.2 \text{ m} \quad \text{enligt not b till Tabell 5.2}$$

$$\gamma_{t0adj} := \frac{1}{2.3 + \frac{3.5}{\sqrt{t_{0adj}}}} = 0.276$$

$$\alpha_{fm} := \left[\frac{35}{\left(\frac{f_{cm28}}{\text{MPa}}\right)} \right]^{0.5} = 0.902$$

$$\beta_h := \min \left(1.5 \frac{h_n}{\text{mm}}, 250 \cdot \alpha_{fm}, 1500 \alpha_{fm} \right) = 225.548$$

$$\beta_{dc,fc,m} := \frac{412}{\left(\frac{f_{cm28}}{\text{MPa}}\right)^{1.4}} = 2.128$$

$$\beta_{dc,RH} := \frac{\left(1 - \frac{RH}{100}\right)}{\sqrt[3]{0.1 \cdot \frac{h_n}{100\text{mm}}}} = 0.154$$

$$\beta_{dc,t0} := \frac{1}{0.1 + t_{0adj}^{0.2}} = 0.635$$

$$\beta_{dc,tt0} := \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_h + (t - t_0)} \right]^{1 \cdot \gamma_{t0adj}} = 0.999$$

$$\varphi_{dc} := \beta_{dc,fc,m} \cdot \beta_{dc,RH} \cdot \beta_{dc,t0} \cdot \beta_{dc,tt0} = 0.207 \quad \text{Uttorkningskryptal}$$

$$\varphi := \varphi_{bc} + \varphi_{dc} = 1.969 \quad \text{Total krytall från } t_0 \text{ to } t$$

Minimiarmering för robusthet (ULS)

Avser armering i frontplattan huvudarmeringsriktning (dvs horisontell led).

avsn 12.7(1) med
hänvisning till
avsn 12.4

$$W_c := \frac{h^2}{6} = 0.202 \frac{m^3}{m} \quad A_{s,min} := h = 1.1 \cdot \frac{m^2}{m}$$

$$M_{cr} := W_c \cdot (f_{ctm}) = 645.3 \frac{kN \cdot m}{m} < M_{fält,max,ULS} = 1272 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$M_{Ed} := \max(M_{fält,max,ULS}, M_{cr}) = 1272 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Minimiarmering för robusthet kan helt baseras på ULS-beräkning, dvs inte mer armering än armering för brottlast. För demonstration beräknas här ändå horisontell armering för att klara sprickmomentet i fält.

$$c := c_{max,RIDAS} = 50 \cdot mm \quad d := h - c - \phi_y - 0.5\phi_l = 1012.5 \cdot mm$$

Rektulärt tryckblock enligt Figure 8.2 d) tillämpas här
Tryckarmering försummas.

$$m_{r,cr} := \frac{M_{cr}}{d^2 \cdot f_{cd}} = 0.027 \quad \omega_{cr} := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m_{r,cr}} = 0.027$$

$$z_{cr} := d \cdot \left(1 - \frac{\omega_{cr}}{2}\right) = 999 \cdot mm$$

$$A_{s,min,cr} := \frac{\omega_{cr} \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 1486 \frac{mm^2}{m}$$

Miniarmering i sekundärriktningen erfordras inte här enl Tabell 12.2 eftersom det endast behövs där positiva böjmoment i fält finns men ej för negativa böjmoment över stöd eller fasta inspänningar, se fotnot c i Tabell 12.2.

Böjarmering i ULS

avsn 8.1 Beräkningen avser horisontell armering i plattan fält mellan lameller.

$$c := c_{NS} = 50 \cdot mm \quad d := h - c - \phi_y - 0.5\phi_l = 1.013 \times 10^3 \cdot mm$$

Rektulärt tryckblock enligt Figure 8.2 d) tillämpas här
Tryckarmering försummas.

$$M_{Ed} = 1272 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_r := \frac{M_{Ed}}{d^2 \cdot f_{cd}} = 0.053 \quad \omega := 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m_r} = 0.055$$

$$z := d \cdot \left(1 - \frac{\omega}{2}\right) = 985 \cdot \text{mm} \quad x := \omega \cdot d = 55 \cdot \text{mm}$$

$$A_{sULS} := \frac{\omega \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 2971 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Minimiarmering för att undvika flytning i armering (SLS)

avsn 9.2.2

$$f_{ct,eff} := f_{ctm}$$

$$k_h := \min \left[\max \left[0.8 - 0.6 \left(\frac{h}{m} - 0.3 \right), 0.5 \right], 0.8 \right] = 0.5$$

$$A_{smin,fyk} := \frac{0.5 \cdot k_h \cdot f_{ct,eff} \cdot A_c}{f_{yk}} = 1760 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Minimiarmering för sprickbredds begränsning (för ett visst wk)

Bilaga S.3

Armeringsstångdiameter

$$\phi := \phi_1 = 25 \cdot \text{mm}$$

De genomgående sprickorna består av vertikala sprickor i plattan. Konservativt beräknas här endast horisontell minimiarmering för rent drag och med krav på sprickbredden för vattentäthet.

$$w_{k,limTC1} = 0.189 \cdot \text{mm} \quad c_w := c_{maxRIDAS} = 50 \cdot \text{mm}$$

$$k_{1r,simpl} := 1.0 \quad k_{\sigma 1} := 6.0 \quad k_{\sigma 2} := 0.3 \quad k_w := 1.7$$

$$\sigma_{s,lim,drag} := k_{\sigma 1} \cdot f_{ct,eff} \cdot \left(\frac{1}{\phi} \right) \cdot \left(-c + \sqrt{c^2 + k_{\sigma 2} \cdot \frac{E_s \cdot w_{k,limTC1} \cdot \phi}{k_w \cdot k_{1r,simpl} \cdot f_{ct,eff}}} \right) = 141 \cdot \text{MPa}$$

$$a_y := c + 0.5\phi = 62.5 \cdot \text{mm} \quad A_{\phi} := 0.25\pi \phi^2 = 491 \cdot \text{mm}^2$$

$$h_{c,eff} := \min(a_y + 5\phi, 10\phi, 3.5a_y) = 0.188 \text{ m} \quad A_{c,eff} := h_{c,eff} = 0.188 \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

$$A_{smin,w} := \frac{f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff}}{\sigma_{s,lim,drag}} = 4258 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad s_w := \frac{A_{\phi}}{A_{smin,w}} = 115 \cdot \text{mm}$$

Böjarmering i SLS (sprickbredd, inkl tvång)

avsn 9.2.3

Beräkningen avser horisontell armering.

$$A_{sSLS} := 5060 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Antas och itereras för att uppnå $w \leq 0.20$ mm för böjsprickor där tryckzonshöjden är $x < 50$ mm och $w \leq 0.30$ mm för böjsprickor där $x \geq 50$ mm enl H.4.2(4)

$$\varphi = 1.969$$

Kryptal beräknat enligt B.5, se ovan

$$h = 1.1 \text{ m}$$

$$A_c = 1.1 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

$$\rho := \frac{A_{sSLS}}{A_c} = 0.0046$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.01$$

$$\alpha_{e,ef} := \frac{E_s \cdot (1 + \varphi)}{1.05 E_{cm}} = 16.99$$

$$\bar{x} := d \cdot \rho \cdot \alpha_{e,ef} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\rho \cdot \alpha_{e,ef}}} - 1 \right) = 329 \text{ mm}$$

$$\bar{a}_{yy} := c + \phi_y + 0.5 \phi_t = 88 \text{ mm}$$

$$\bar{h}_{c,eff} := \min \left(\min(a_y + 5\phi, 10\phi, 3.5a_y), h - x, \frac{h}{2} \right) = 213 \text{ mm}$$

$$\bar{A}_{c,eff} := \bar{h}_{c,eff} = 212500 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_{sSLS}}{\bar{A}_{c,eff}} = 0.0238$$

$$k_t := 0.4$$

$$\sigma_s := \frac{M_{fält,max,SLS}}{A_{sSLS} \cdot \left(d - \frac{x}{3} \right)} = 180.6 \text{ MPa}$$

Spricktöjning av SLS-last

$$\Delta \epsilon_m := \max \left[\left(1 - k_t \right) \frac{\sigma_s}{E_s}, \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \right] = 0.0006$$

Horisontellt tvång

Bilaga D

Denna beräkning förutsätter egentligen att detaljerade uppgifter om betongens sammansättning samt temperaturförhållanden vid och efter gjutning finns för att bestämma max temperatur i betongen och avvalningsförloppet.

I brist på underlag antas här:

$$T_{c,max} := 45K \quad T_0 := 15K \quad t_2 := 2 \text{ dagar} \quad \text{enl Figur D.2}$$

$$\text{Ger } \Delta T_c := T_{c,max} - T_0 = 30K \quad \text{motsvarar beräkningen enligt BAW med kylning!}$$

$$\Delta T_{min} := 15K \quad \text{antagen temperaturskillnad mellan konstruktionsdelar över en årscykel (EN 1991-1-5, 6.1.6)}$$

Bilaga B.2

Krympning enligt Bilaga B.6

$$\alpha_{NDP,b} := 1.0 \quad \alpha_{NDP,d} := 1.0 \quad \text{rekommenderade värden}$$

$$t := 100 \cdot 365 = 36500 \quad 100 \text{ års livslängd antas} \quad t_s := t_2 = 2$$

$$h_n = 2.2 \text{ m} \quad \text{enkelsidig uttorkning}$$

$$f_{cm28} = 43 \text{ MPa} \quad RH := 80\% \quad \text{antas (utomhus)}$$

$$\text{Cementklass CN antas} \quad \alpha_{bs} := 700 \quad \alpha_{ds} := 4$$

$$\epsilon_{cb,s,fc} := \alpha_{bs} \left(\frac{f_{cm28}}{60 \text{ MPa} + f_{cm28}} \right)^{2.5} \cdot 10^{-6} = 0.000079$$

$$\beta_{bs,t} := 1 - \exp(-0.2 \cdot \sqrt{t}) = 1$$

$$\epsilon_{cb,s,t} := \epsilon_{cb,s,fc} \cdot \beta_{bs,t} \cdot \alpha_{NDP,b} = 0.000079$$

$$\epsilon_{cd,s,fc} := (220 + 110 \cdot \alpha_{ds}) \cdot \exp\left(-0.012 \cdot \frac{f_{cm28}}{\text{MPa}}\right) \cdot 10^{-6} = 0.000394$$

$$RH_{eq} := 99 \cdot \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm28}} \right)^{0.1} \% = 96.983 \% > RH$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_{eq}} \right)^3 \right] = 0.68$$

$$\beta_{ds,tts} := \left[\frac{(t - t_s)}{0.035 \cdot \left(\frac{h_n}{\text{mm}} \right)^2 + (t - t_s)} \right]^{-0.5} = 0.421$$

$$\epsilon_{cd,s,tts} := \epsilon_{cd,s,fc} \cdot \beta_{RH} \cdot \beta_{ds,tts} \cdot \alpha_{NDP,d} = 0.000113$$

$$\epsilon_{cs,tts} := \epsilon_{cb,s,t} + \epsilon_{cd,s,tts} = 0.000192$$

Bilaga D.6

Tvångstjöjning enligt Bilaga D.6

$$T_{c,max} - T_0 = 30K \quad \text{avsvälning efter gjutning}$$

$$R_{ax} := 0.5 \quad \text{antagen tvångsfaktor för väggar/murar}$$

$$k_{Temp} := 0.9 \quad \alpha_{cth} := 10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$$

$$\epsilon_{free} := \alpha_{cth} [k_{Temp} (T_{c,max} - T_0) + \Delta T_{min}] + \epsilon_{c,sts} = 0.000612$$

Samma tvångsfaktor antas för hela livslängden.

$$R_{ax} \cdot \epsilon_{free} = 0.000306$$

Spricktjöjning av tvång

$$\Delta \epsilon_{mt} := R_{ax} \cdot \epsilon_{free} - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{E_{cm}} = 0.000267 \quad \text{enligt 9.2.3(4)}$$

Beräkning av summa sprickbredd av SLS-last och tvång

$$k_{\phi} := 1.7 \quad (\text{rekommenderad värde av NDP})$$

$$k_{\phi} := \frac{h - h_{c,eff}}{h} = 0.807 \quad (\text{ren böjning antas förenklad})$$

$$k_b := 0.9 \quad (\text{god vidhäftning, vilket kan antas för } h \leq 300 \text{ mm})$$

$$s_{r,m,calc} := \min \left[1.5c + \frac{(k_{\phi} \cdot k_b)}{7.2} \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \cdot \frac{1.3}{k_w} (h - x) \right] = 181 \text{ mm}$$

$$a_{yi} := a_y$$

$$k_{1,r} := \frac{h - x}{h - a_{yi} - x} = 1.13$$

$$w_{k,calc} := k_w k_{1,r} s_{r,m,calc} (\Delta \epsilon_m + \Delta \epsilon_{mt}) = 0.299 \text{ mm}$$

$$< w_{lim,calc} = 0.30 \text{ mm}$$

$$x = 329 \text{ mm} > 50 \text{ mm OK!}$$

Ej genomgående spricka och sprickbredden kan begränsas av beständighet ($w_{lim,calc}$).

Tvärkraftskapacitet ULS

avsn 8.2.2

Kontroll av tvärkraftskapacitet utan skjuvamering.

Kontrollsnitt bestäms d från upplag (lamell). $d = 1.013\text{m}$

$$V_{\text{upplag,max,ULS}} = 740 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_d := V_{\text{upplag,max,ULS}} \cdot \left(1 - \frac{d}{L_{\text{mittspann}}^{0.5}}\right) = 552.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_d := 442.9 \cdot \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \quad \text{Böjmoment i snitt d från upplag, avläst ur momentdiagram.}$$

Antag ballast med största fraktionen 16/32 mm $D_{\text{lower}} := 16\text{mm}$

$$d_{\text{dg}} := 16\text{mm} + D_{\text{lower}} = 32\text{mm} \quad \gamma_V := 1.4 \text{ för beräkning med } d_{\text{nom}}$$

$$d_{\text{nom}} := d = 1012.5\text{mm} \quad z_{\text{nom}} := 0.9 \cdot d_{\text{nom}} = 911.25\text{mm}$$

$$\tau_{\text{Rdc,min}} := \frac{11}{\gamma_V} \sqrt{\frac{f_{\text{ck}}}{f_{\text{yd}}} \cdot \frac{d_{\text{dg}}}{d_{\text{nom}}}} \cdot \text{MPa} = 0.396 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 := \frac{\max(A_{\text{smin,cr}}, A_{\text{smin,fyk}}, A_{\text{smin,w}})}{d_{\text{nom}}} = 0.0042$$

$$a_{\text{cs}} := \max\left(\left|\frac{M_d}{V_d}\right|, d_{\text{nom}}\right) = 1.013\text{m}$$

$$a_v := \min\left(\sqrt{\frac{a_{\text{cs}}}{4} \cdot d_{\text{nom}}}, d_{\text{nom}}\right) = 0.506\text{m}$$

$$\tau_{\text{Rd,c}} := \frac{0.66}{\gamma_V} \cdot \left(100 \cdot \rho_1 \cdot \frac{f_{\text{ck}}}{\text{MPa}} \cdot \frac{d_{\text{dg}}}{a_v}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 0.460 \text{ MPa}$$

$$V_{\text{Rd,c1}} := \max(\tau_{\text{Rdc,min}}, \tau_{\text{Rd,c}}) \cdot z_{\text{nom}} = 419.378 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} < V_d \quad \text{EJ OK!}$$

Prova möjlighet (alternativ 2) är att räkna med en dimensionerande effektivhöjd d_{e} som ger möjligheten att använda reducerade partialkoefficienter enligt Bilaga A.

Bilaga A.3(6)

$$d_{\text{d}} := d_{\text{nom}} - 15\text{mm} = 997.5\text{mm}$$

Tabell A.1

$$\gamma_{V2} := 1.29$$

$$\tau_{Rdc.min2} := \frac{11}{\gamma_{V2}} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}}} \cdot \frac{d_{dg}}{d_d} \cdot \text{MPa} = 0.433 \cdot \text{MPa}$$

$$z_d := 0.9 \cdot d_d = 897.75 \cdot \text{mm}$$

$$\tau_{Rd.c2} := \frac{0.66}{\gamma_{V2}} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \cdot \frac{d_{dg}}{a_v} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} = 0.499 \cdot \text{MPa}$$

$$V_{Rd.c2} := \max(\tau_{Rdc.min2}, \tau_{Rd.c2}) \cdot z_d = 448.396 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Rd.c} := \max(V_{Rd.c1}, V_{Rd.c2}) = 448 \frac{\text{kN}}{\text{m}} < V_{Ed} \quad \text{Ej OK!}$$

Skjuvarmering erfordras!

avsn 8.2.3

Beräkning av tvärkraftsarmering

Dimensionerande tvärsnitt läggs på avstånd $z \cdot \cot(\theta)$ från upplag.

$$z_{nom} = 0.911 \text{ m} \quad \theta_{min} := \arccot(2.5) = 21.801 \cdot \text{deg}$$

$$\text{Prova} \quad \theta := \theta_{min} \quad f_{ywd} := f_{yd} = 434.783 \text{ MPa}$$

$$V_{ds} := V_{upplag \max. ULS} \cdot \left[1 - \frac{(z_{nom} \cdot \cot(\theta))}{L_{mittspann} \cdot 0.5} \right] = 318.547 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\tau_{Eds} := \frac{V_{ds}}{z_{nom}} = 0.350 \cdot \text{MPa} \quad \tau_{Rd.sy} := \tau_{Eds}$$

$$\rho_w := \frac{\tau_{Rd.sy}}{f_{ywd} \cdot \cot(\theta)} = 0.00032 \quad \rho_{w.min} := 0.08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot \text{MPa}^{-1}}}{f_{yk} \cdot \text{MPa}^{-1}} = 0.00095$$

$$A_{sw} := \max(\rho_w \cdot m, \rho_{w.min} \cdot m) = 9.47 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Tabell 12.1(NDP)

$$s_{l,max} := 0.75 \cdot d_{nom} = 0.759 \text{ m} \quad \text{max bygelavstånd längs}$$

$$s_{tr,max} := \min(0.75 d_{nom}, 0.6 \text{ m}) = 0.6 \text{ m} \quad \text{max skänkelavstånd tvärs}$$

Kontroll av trycksträva

$$\tau_{Edmax} := \frac{V_{upplag \max. ULS}}{z_{nom}} = 0.812 \cdot \text{MPa} \quad \text{max sjuvspänning vid upplag}$$

$\nu := 0.5$ Faktor ν kan ökas med noggrannare beräkning, men 0.5 kan användas som konservativ förenkling.

$$\sigma_{cd} := \tau_{Edmax} \cdot (\cot(\theta) + \tan(\theta)) = 2.4 \text{ MPa} \quad < \quad \nu \cdot f_{cd} = 11.7 \text{ MPa}$$

OK!

Kapacitet i konsol (fackverksmodell)

avsn 8.5

Antagen fackverksmodell samma som i beräkning enligt RIDAS/EK2 2005

$$q_{ULS} := 18.5 \text{ kPa} \quad L_{konsol} = 1500 \text{ mm} \quad t_{lamell} := 1000 \text{ mm}$$

$$c_k := c + \phi_y = 75 \text{ mm} \quad x_k := 100 \text{ mm} \quad h_k := h = 1100 \text{ mm}$$

$$\theta_c := \text{atan} \left[\frac{h_k - c_k - 0.5x_k}{0.5(L_{konsol} - 0.5t_{lamell}) + 0.25t_{lamell}} \right] = 52.431 \text{ deg}$$

$$b_{cA} := \frac{2 \cdot c_k}{\cos(\theta_c)} = 246 \text{ mm} \quad b_{cB} := \frac{x_k}{\cos(\theta_c)} = 164 \text{ mm}$$

$$F_{cd} := \frac{q_{ULS} \cdot L_{konsol}}{\sin(\theta_c)} = 350.103 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Kraft i trycksträva A-B}$$

avsn 8.5.4

$$\sigma_{cA} := \frac{F_{cd}}{b_{cA}} = 1.4 \text{ MPa} \quad \text{tryckspänning i strävan vid nod A}$$

Nod A är en CCT-nod $\nu_A := 0.7$ för $\theta_c = 52.431 \text{ deg}$ (konservativt)

$$\nu_A \cdot f_{cd} = 16.3 \text{ MPa} \quad > \quad \sigma_{cA} = 1.4 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{cB} := \frac{F_{cd}}{b_{cB}} = 2.1 \text{ MPa} \quad \text{tryckspänning i strävan vid nod B}$$

Nod B är en CCC-nod $\nu_B := 1.0$

$$\nu_B \cdot f_{cd} = 23.3 \text{ MPa} \quad > \quad \sigma_{cB} = 2.1 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$F_{sd} := F_{cd} \cdot \cos(\theta_c) = 213.462 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{kraft i armering vid nod A}$$

$$A_{s, \text{konso1}} := \frac{F_{sd}}{f_{yd}} = 491 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Förankrings- och skarvlängd

Förankringslängd

avsn 11.4.2

$$\sigma_{sd} := f_{yd} = 435 \cdot \text{MPa}$$

$$\phi = 25 \cdot \text{mm} \quad 14 \cdot \text{mm} < \phi < 32 \cdot \text{mm}$$

$$c = 50 \cdot \text{mm} \quad 1.5\phi = 37.5 \cdot \text{mm} \quad c > 1.5\phi$$

$$k_{cp} := 1.0 \quad \text{god vidhäftning}$$

$$k_{lb} := 50 \quad n_{\sigma} := 1.5 \quad \text{rekommenderade värden}$$

$$c_d := \min(c, 3.75\phi) = 50 \cdot \text{mm}$$

$$l_{bd} := k_{lb} \cdot k_{cp} \cdot \phi \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{435 \cdot \text{MPa}} \right)^{n_{\sigma}} \cdot \left(\frac{25 \cdot \text{MPa}}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{\phi}{20 \cdot \text{mm}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{1.5\phi}{c_d} \right)^{\frac{1}{2}} = 985 \cdot \text{mm}$$

Skarvlängd

avsn 11.5.2(2)

$$k_{ls} := 1.2$$

$$l_{sd} := k_{ls} \cdot l_{bd} = 1182 \cdot \text{mm}$$

Resultsammanställning

Armeringsbehov horisontell, brott- och bruksgräns

$$A_{s, \text{ULS}} = 29.7 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s, \text{SLS}} = 50.6 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Minimiarmering horisontell för robusthet

$$A_{s, \text{min.cr}} = 14.9 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Minimiamering horisontell för att undvika flytning i armering

$$A_{smin.fyk} = 17.6 \cdot \frac{cm^2}{m}$$

Minimiamering horisontell för sprickbegränsning (krav på vattentäthet)

$$A_{smin.w} = 42.6 \cdot \frac{cm^2}{m}$$

Krav på sprickbredd för vattentäthet

$$w_{klimTC1} = 0.189 mm$$

Kryptal

$$\varphi = 1.969$$

Tvärkraftskapacitet utan skjuvarmering

$$V_{Rd.c} = 448.4 \cdot \frac{kN}{m} \quad \frac{V_d}{V_{Rd.c}} = 1.23$$

Erfordrad skjuvarmering

$$A_{sw} = 9.47 \cdot \frac{cm^2}{m}$$

Förankringslängd

$$l_{bd} = 985 mm$$

Skarvlängd

$$l_{sd} = 1182 mm$$

Konsolberäkning

$$\nu_A \cdot f_{cd} = 16.3 \cdot MPa \quad \sigma_{cA} = 1.42 \cdot MPa \quad \frac{\sigma_{cA}}{(\nu_A \cdot f_{cd})} = 0.087127$$

$$\nu_B \cdot f_{cd} = 23.3 \cdot MPa \quad \sigma_{cB} = 2.1 \cdot MPa \quad \frac{\sigma_{cB}}{(\nu_B \cdot f_{cd})} = 0.091484$$

$$A_{s.konsol} = 4.91 \cdot \frac{cm^2}{m}$$

Bilaga C Beräkningar och jämförelse av minimiarmering

C.1 JÄMFÖRELSE AV MINIMIARMERING FÖR ATT UNDVIKA FLYTNING AV ARMERING

Betong C30/37 $f_{ct,eff} := 2.9 \text{ MPa}$

Armering K500 $f_{yk} := 500 \text{ MPa}$

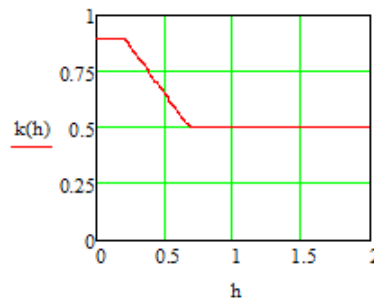
Betong C30/37

Enligt SS-EN 1992-1-1:2005, 7.3.2 Minimiarmering, med tillämpning enl EKS

$$k(h) := \begin{cases} 0.9 & \text{if } h \leq 0.2 \\ 0.5 & \text{if } h \geq 0.68 \\ 0.9 - \frac{0.4}{0.48} \cdot (h - 0.2) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$k_c := 1.0$$

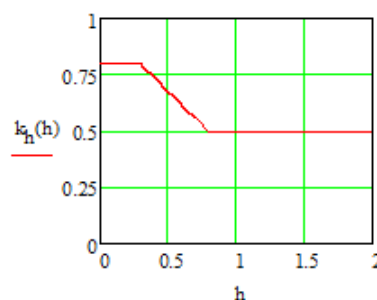
$$A_{smin.1G}(h) := 0.5 \cdot k(h) \cdot k_c \cdot h \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{yk}} \cdot 1000^2$$



Enligt SS-EN 1992-1-1:2023, 9.2.2 Minimiarmering för att undvika flytning

$$k_h(h) := \begin{cases} 0.8 & \text{if } h \leq 0.3 \\ 0.5 & \text{if } h \geq 0.8 \\ 0.8 - 0.6 \cdot (h - 0.3) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$A_{smin.2G}(h) := 0.5 \cdot k_h(h) \cdot h \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{yk}} \cdot 1000^2$$



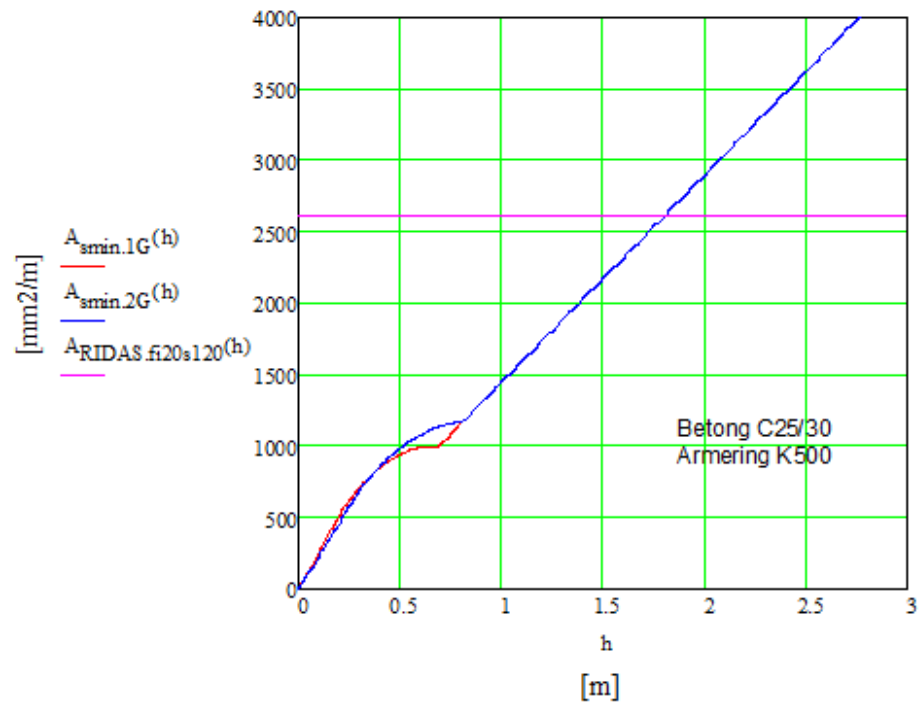
Övre begränsning av minimiarmering enligt Ridas TV9

För konstruktioner med krav på max 0,3 mm sprickbredd eroderas inte mer minimiarmering per sida av ett tvärsnitt än:

Horisontellt i väggar och rutnät i plattor och väggar mot berg: $\phi 20 \text{ s}120$.

$$0.25 \pi \cdot 20^2 \cdot 0.12^{-1} = 2618 \quad A_{RIDAS.\phi 20s120}(h) := 2618$$

Begränsningen förutsätter betong C30/37 med cement CEM I - MH/LA/NSR (anläggningscement).

Jämförelse EK2 1G, EK2 2G och begränsning enligt Ridas TV9

$$A_{RIDAS,f20s120}(1.8052) = 2618 \quad A_{smin,1G}(1.8052) = 2618 \quad A_{smin,2G}(1.8052) = 2618$$

Den övre begränsningen i Ridat TV9 uppnås enligt EK2 (både 1G och 2G) vid tjockleken $h = 1.8052$ m.

C.2 JÄMFÖRELSE AV MINIMIARMERING FÖR SPRICKBREDDSBEGRÄNSNING

Min tjocklek tvärsnitt	$h_{\min} := 0.8\text{m}$
Betong C30/37	$f_{\text{ctm}} := 2.9\text{MPa}$
Armering K500	$f_{yk} := 500\text{MPa}$ $E_s := 200\text{GPa}$
Armeringsstångdiameter	$\phi := 20\text{mm}$
Täckande betongskikt	$c := 70\text{mm}$
Bredd meterstrimla	$b := 1\text{m}$
Acceptabel sprickbredd	$w := 0.3\text{mm}$

Minimiarmering enligt BAW (2011)

$$f_{\text{ctm}} = 2.9\text{MPa} \quad w_p := w = 0.3\text{mm} \quad \alpha_T := 1 \cdot 10^{-5} \quad \gamma := 25\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$$

Minimiarmering enligt BAW i vägg med temperaturhöjning efter 7d = 20K

Adiabat temp	$\Delta T_{\text{adiab.7d20K}} := 20\text{K}$
Höjd gjutpall	$h_{BA} := 3.0\text{m}$
Sprickavstånd	$l_{\text{cr.W}} := 1.2h_{BA} = 3.6\text{m}$
Faktorer	$k_{N0}(h) := \begin{cases} 0.7 - 0.2 \cdot (h)^{-0.3} & \text{if } 0.7 - 0.2 \cdot (h)^{-0.3} < 0.55 \\ 0.55 & \text{otherwise} \end{cases}$
	$k_{\text{NFK}} := 1.0 \quad \text{för C30/37}$
	$k_{\text{NJZ}} := 1.0 \quad \text{Ej vintergjutning}$
Ekvivalent temperaturhöjning	$\Delta T_{\text{N20K}}(h) := k_{N0}(h) \cdot k_{\text{NFK}} \cdot k_{\text{NJZ}} \cdot \Delta T_{\text{adiab.7d20K}}$
Antal sekundärsprickor	$n_{\text{N20K}}(h) := 1.1 \cdot \left(\frac{\Delta T_{\text{N20K}}(h) \cdot \alpha_T \cdot l_{\text{cr.W}}}{w_p} - 1 \right)$
	$A_{\text{minBAW.vägg20K}}(h) := \sqrt{\frac{\phi \cdot (c + 0.5\phi)^2 \cdot b^2 \cdot f_{\text{ctm}} \cdot (0.69 + 0.34 n_{\text{N20K}}(h))}{E_s \cdot w_p}} \cdot 10^6$

Minimiarmering enligt BAW i vägg med temperaturhöjning efter 7d = 40K

Adiabat temp $\Delta T_{\text{adiab.7d40K}} = 40 \text{ K}$

Ekvivalent temperaturhöjning $\Delta T_{\text{N40K}}(h) := k_{\text{N0}}(h) \cdot k_{\text{NFK}} \cdot k_{\text{NIJZ}} \cdot \Delta T_{\text{adiab.7d40K}}$

Antal sekundärspäckor $n_{\text{N40K}}(h) := 1.1 \cdot \left(\frac{\Delta T_{\text{N40K}}(h) \cdot \alpha_T \cdot l_{\text{cr.W}}}{w_P} - 1 \right)$

$$A_{\text{sminBAW.vägg40K}}(h) := \sqrt{\frac{\phi \cdot (c + 0.5\phi)^2 \cdot b^2 \cdot f_{\text{ctm}} \cdot (0.69 + 0.34 n_{\text{N40K}}(h))}{E_s \cdot w_P}} \cdot 10^6$$

Minimiarmering enligt BAW i platta på mark med temperaturhöjning efter 7d = 20K

Späckavstånd $l_{\text{cr.Pl}}(h) := \sqrt{\frac{f_{\text{ctm}} \cdot h \cdot m}{3 \cdot \gamma}}$

Faktorer $k_{\text{M0}}(h) := \begin{cases} 0.07 + h \cdot 0.1 & \text{if } 0.07 + h \cdot 0.1 < 0.37 \\ 0.37 & \text{otherwise} \end{cases}$

$k_{\text{MFK}} := 1.1$ för C30/37

$k_{\text{MIJZ}} := 1.0$ Ej vintergjutning

Ekvivalent temperaturhöjning $\Delta T_{\text{M20K}}(h) := k_{\text{M0}}(h) \cdot k_{\text{MFK}} \cdot k_{\text{MIJZ}} \cdot \Delta T_{\text{adiab.7d20K}}$

Antal sekundärspäckor $n_{\text{M20K}}(h) := \begin{cases} 0 & \text{if } 1.1 \cdot \left(\frac{\Delta T_{\text{M20K}}(h) \cdot \alpha_T \cdot l_{\text{cr.Pl}}(h)}{w_P} - 1 \right) < 0 \\ 1.1 \cdot \left(\frac{\Delta T_{\text{M20K}}(h) \cdot \alpha_T \cdot l_{\text{cr.Pl}}(h)}{w_P} - 1 \right) & \text{otherwise} \end{cases}$

$$A_{\text{sminBAW.platta20K}}(h) := \sqrt{\frac{\phi \cdot (c + 0.5\phi)^2 \cdot b^2 \cdot f_{\text{ctm}} \cdot (0.69 + 0.34 n_{\text{M20K}}(h))}{E_s \cdot w_P}} \cdot 10^6$$

Minimiarmering enligt BAW i platta på mark med temperaturhöjning efter 7d = 40K

Ekvivalent temperaturhöjning $\Delta T_{\text{M40K}}(h) := k_{\text{M0}}(h) \cdot k_{\text{MFK}} \cdot k_{\text{MIJZ}} \cdot \Delta T_{\text{adiab.7d40K}}$

$$\text{Antal sekundärspäckor} \quad n_{M40K(h)} := \begin{cases} 0 & \text{if } 1.1 \cdot \left(\frac{\Delta T_{M40K(h)} \cdot \alpha_T \cdot l_{cr.PI(h)}}{w_P} - 1 \right) < 0 \\ 1.1 \cdot \left(\frac{\Delta T_{M40K(h)} \cdot \alpha_T \cdot l_{cr.PI(h)}}{w_P} - 1 \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$A_{sminBAW.platta40K(h)} := \sqrt{\frac{\phi \cdot (c + 0.5\phi)^2 \cdot b^2 \cdot f_{ctm} \cdot (0.69 + 0.34 n_{M40K(h)})}{E_s \cdot w_P}} \cdot 10^6$$

Minimiarmering enligt nya EK2, SS-EN 1992-1-1:2023, bilaga S

$$f_{ct,eff} := f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa} \quad w_{lim,cal} := w = 0.3 \text{ mm}$$

Minimiarmering enligt EK2 bilaga S för rent drag

$$k_{1r.simpl.drag} := 1.0 \quad k_{\sigma 1.drag} := 6.0 \quad k_{\sigma 2.drag} := 0.3 \quad k_w := 1.7$$

$$\sigma_{s,lim.drag} := k_{\sigma 1.drag} \cdot f_{ct,eff} \cdot \left(\frac{1}{\phi} \right) \cdot \left(-c + \sqrt{c^2 + k_{\sigma 2.drag} \cdot \frac{E_s \cdot w_{lim,cal} \cdot \phi}{k_w \cdot k_{1r.simpl.drag} \cdot f_{ct,eff}}} \right) = 182.0 \text{ MPa}$$

$$a_y := c + 0.5\phi = 80 \text{ mm}$$

$$h_{c,eff} := \min(a_y + 5\phi, 10\phi, 3.5a_y) = 0.18 \text{ m} \quad A_{c,eff} := h_{c,eff} \cdot b = 0.18 \cdot \text{m}^2$$

$$A_{sminEK2.BS.drag(h)} := \frac{f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff}}{\sigma_{s,lim.drag}} \cdot 10^6$$

Minimiarmering enligt EK2 bilaga S för böjning

$$d(h) := h - c - 0.5\phi$$

$$k_{1r.simpl.böj(h)} := 1.2 \cdot \frac{h}{d(h)} - 0.1 \quad k_{\sigma 1.böj} := 4.8 \quad k_{\sigma 2.böj} := 0.4$$

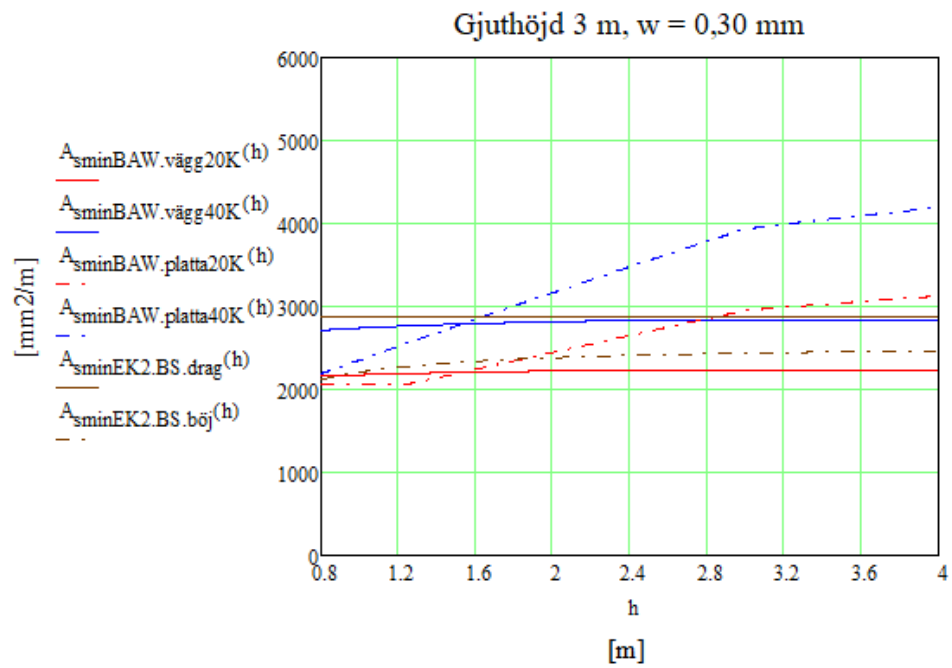
$$\sigma_{s,lim.böj(h)} := k_{\sigma 1.böj} \cdot f_{ct,eff} \cdot \left(\frac{1}{\phi} \right) \cdot \left(-c + \sqrt{c^2 + k_{\sigma 2.böj} \cdot \frac{E_s \cdot w_{lim,cal} \cdot \phi}{k_w \cdot k_{1r.simpl.böj(h)} \cdot f_{ct,eff}}} \right)$$

$$A_{sminEK2.BS.böj(h)} := \frac{\left[0.8 \cdot \frac{(h - h_{c,eff})}{h} \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff} \right]}{\sigma_{s,lim.böj(h)}} \cdot 10^6$$

Jämförelse

$$h_{BA} = 3 \text{ m}$$

$$w = 0,30 \text{ mm}$$



GAP-ANALYS AV 2:A GENERATIONEN EUROKOD FÖR BETONGDAMMAR

Den andra generationens Eurokoder är under utveckling och kommer att ersätta den första generationen senast 2028. I föreliggande rapport har skillnader mellan första och andra generationens Eurokod identifierats med fokus på tillämpning för dimensionering av betongdammar.

Några av de nya Eurokoder som redan publicerats är SS-EN 1990:2023 Grundläggande dimensioneringsregler (Eko) och SS-EN 1992-1-1:2023 Dimensionering av betongkonstruktioner (EK2). Dessa två nya standarder omfattar dimensioneringsregler som har stor inverkan på säkerhet och robusthet av betongdammar.

Ett nytt steg i energiforskningen

Forskningsföretaget Energiforsk initierar, samordnar och bedriver forskning och analys inom energiområdet samt sprider kunskap för att bidra till ett robust och hållbart energisystem. Energiforsk är ett politiskt neutralt och icke vinstutdelande aktiebolag som ägs av branschorganisationerna Energiföretagen Sverige och Energigas Sverige, det statliga affärsverket Svenska kraftnät, samt gas- och energiföretaget Nordion Energi. Läs mer på energiforsk.se.

