

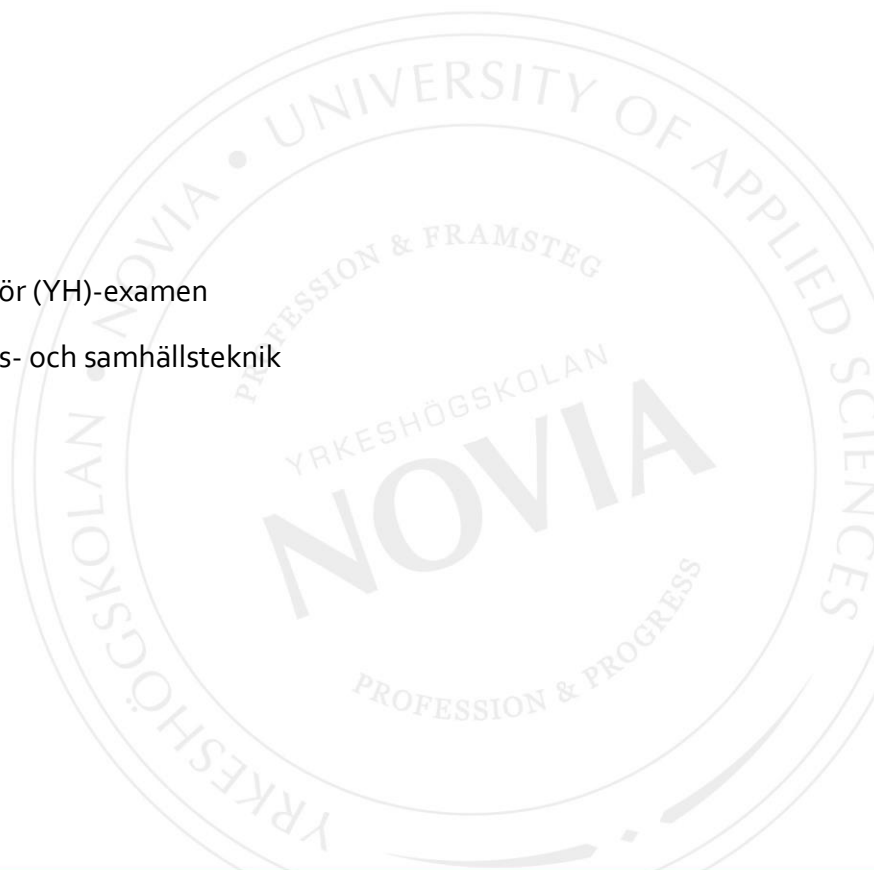
Utveckling av anpassningsbara fundament

Simon Suvanto

Examensarbete för ingenjör (YH)-examen

Utbildningen för byggnads- och samhällsteknik

Ekenäs 2020



EXAMENSARBETE

Författare: Simon Suvanto
Utbildning och ort: Utbildningen för byggnads- och samhällsteknik, ingenjör (YH), Raseborg
Inriktningsalternativ/Fördjupning: Projektering och byggnadskonstruktion
Handledare: Towe Andersson, Yrkeshögskolan Novia
Timo Hiitola, Ramboll Finland Oy

Titel: Utveckling av anpassningsbara fundament

Datum 9.11.2020 Sidantal 49

Bilagor 4

Abstrakt

Detta examensarbete har gjorts i samarbete med Ramboll Finland Oy och behandlar en standardiseringsprocess från början till slut.

I internationella kraftverksprojekt finns en mängd olika små fundament och konstruktioner som t.ex. brunnar, rörkanaler och mindre betongplattor. Dessa konstruktioner ser likadana ut från projekt till projekt och har materialmässigt inte någon större inverkan på projektets kostnad. Mycket tid går dock åt till planering och dimensionering vilket i sin tur medför kostnader. Målet med detta examensarbete är således att försnabba och delvis automatisera planeringsprocessen för de små fundamenten och konstruktionerna.

Till en början väljs utgångsvärden baserat på gamla projekt beträffande dimensioner och laster för respektive fundament och konstruktion. Dessa utgångsvärden fungerar också som gränsvärden och framtida projekts små fundament och konstruktioner förväntas hållas inom utgångsvärdena. Beräkningar av olika belastningsfall för fundamenten och konstruktionerna görs i Tekla Tedds. Sedan modelleras modeller upp i Revit baserat på utgångsvärdena samt beräkningarna.

Som resultat har dynamiska standardmodeller samt färdiga modellritningar med automatiska materiallistor för respektive fundament och konstruktion framställts. I framtiden kan man sedan ändra standardmodellerna till de önskvärda måtten, dock inom gränsvärdena, samtidigt som modellritningarna med dess vyer uppdateras. Sedan behöver man bara anpassa vyerna till ritningarna samt fylla på med projektspecifik information innan ritningarna är klara.

Språk: svenska

Nyckelord: små fundament, standardisering, Tekla Tedds, Revit

OPINNÄYTETYÖ

Tekijä:	Simon Suvanto
Koulutus ja paikkakunta:	Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka, insinööri (AMK), Raasepori
Suuntautumisvaihtoehto/Syventävät opinnot:	Rakennesuunnittelu
Ohjaaja(t):	Towe Andersson, Yrkeshögskolan Novia Timo Hiitola, Ramboll Finland Oy
Nimike:	Mukautuvien perustusten kehittäminen

Päivämäärä 9.11.2020 Sivumäärä 49

Liitteet 4

Tiivistelmä

Tämä opinnäytetyö on tehty yhteistyössä Ramboll Finland Oy:n kanssa ja käsittelee standardisointityötä alusta loppuun.

Kansainvälisissä voimalaitosprojekteissa on monia erilaisia pieniä perustuksia ja rakenteita, joihin kuuluu esim. kaivoja, putkikanavia ja pienempiä betonilaattoja. Nämä rakenteet ovat usein samanlaisia hankkeesta toiseen. Kyseiset pienet perustukset eivät ole rakennuskustannuksiltaan suuri kuluerä hankkeen kokonaiskustannuksista, mutta niiden suunnittelu ja mitoittaminen vievät aikaa ja aiheuttaa suunnittelukustannuksia. Sen takia tämän opinnäytetyön tavoite on nopeuttaa ja osittain automatisoida pienien perustuksien ja rakenteiden suunnitteluvaihetta.

Tutkimuksessa käytetään vanhojen vastaavien hankkeiden lähtötietoja kuten rakenteiden mittoja ja kuormia. Nämä lähtötiedot toimivat myös raja-arvoina tulevaisuuden hankkeiden pienissä perustuksissa, joissa kuormien ja mittojen odotetaan pysyvän tutkimuksen lähtötietojen raamien sisällä. Perustuksien ja rakenteiden erilaisia kuormitustapauksia lasketaan Tekla Tedds laskentaohjelman avulla jonka jälkeen perustukset mallinnetaan lähtöarvojen ja laskelmien perusteella Revitissä.

Lopputuloksena on dynaamisia standardimalleja ja valmiita piirustuksia automaattisine materiaalilistoineen jokaiselle perustukselle ja rakenteelle. Tulevaisuudessa voidaan sitten, raja-arvojen sisällä, muuttaa standardimalleja toivotuille mitoille samaan aikaan kuin mallipiirustukset päivittyvät automaattisesti. Jotta saataisiin täysin valmiita piirustuksia pitää vielä sovittaa näkymät piirustuksiin ja täyttää piirustukset hankekohtaisilla tiedoilla.

Kieli: ruotsi Avainsanat: pienet perustukset, standardisointi, Tekla Tedds, Revit

BACHELOR'S THESIS

Author: Simon Suvanto
Degree Programme: Construction and Civil Engineering, Raasepori
Specialization: Structural engineering
Supervisor(s): Towe Andersson, Novia University of Applied Sciences
Timo Hiitola, Ramboll Finland Oy

Title: Development of Dynamic Foundations

Date 9.11.2020 Number of pages 49

Appendices 4

Abstract

This thesis is written in cooperation with Ramboll Finland Oy and processes a standardization process from start to finish.

In international power plant projects there are a lot of small foundations and constructions i.e. the collection of pits, trenches and small concrete slabs. These constructions are pretty much the same in different projects and the cost of the construction materials for the constructions is not significantly affecting the cost of the whole project. A lot of time is, however, consumed at the planning and dimensioning which brings costs. Therefore, the purpose of this thesis is to speed up and partially automate the planning process for the small foundations and constructions.

Initial values for the foundations and constructions dimensions and external loads have been chosen based on old projects. These initial values work as limit values too and the foundations and constructions in future projects expect to stay within the limit values. Different load combinations for the foundations and constructions are calculated in Tekla Tedds and based on the calculations and limit values are models modeled in Revit.

The results of this thesis identify dynamic standard models with complete drawings and automatic material lists for every foundation and construction. The dimensions of the standard models can be changed in the future, within the limits, into optional dimensions while the drawings update automatically. To get completely complete drawings, the views need to be fitted to the drawings and project specific information needs to be filled in.

Language: Swedish Key words: Small foundations, standardization, Tekla Tedds, Revit

Innehållsförteckning

1	Inledning.....	1
1.1	Beställaren.....	1
1.2	Bakgrund.....	1
1.3	Syfte och mål	2
1.4	Metoder och tillvägagångssätt.....	3
2	Tekla Tedds.....	4
2.1	Vad är Tekla Tedds.....	4
2.2	Beräkningar i Tekla Tedds.....	5
2.3	Hur har Tekla Tedds använts i arbetet?	6
3	Revit.....	6
3.1	Hur har Revit använts i arbetet?	7
4	Beräkningar.....	8
4.1	Utgångsvärden.....	8
4.2	Rörkanal	9
4.3	Beräkning av stödvägg	12
4.3.1	Axellast mitt på kanalen	12
4.3.2	Linjelast vid sidan om kanalen	20
4.4	Beräkning av fundament	22
4.4.1	Axellast mitt på kanalen	23
5	Modellering.....	27
5.1	Modellering av fundament och små konstruktioner	27
5.1.1	Geometrin.....	27
5.1.2	Armeringen.....	29
5.2	Skapande av egna familjer	31
5.3	Materiallistor.....	33
5.3.1	Klassificering.....	34
5.3.2	Tillverkande av parameter	35
5.3.3	Tillverkande av materiallista	36
5.4	Ritningar.....	40
5.4.1	Vyer.....	40
5.4.2	Armeringsbeteckningar	42
5.4.3	Att tänka på.....	43
6	Resultat och egna reflektioner	45
7	Avslutning	48
8	Källförteckning	49

Bilaga 1 (10)-Beräkningar-Lastbil mitt på rörkanal	
Bilaga 2 (11)-Beräkningar-Lastbil vid sidan om rörkanal	
Bilaga 3 (7)-Beräkningar-Rörkanalens bottenplatta	
Bilaga 4-Rörkanalens ritning.....	

1 Inledning

Detta är ett examensarbete inom utbildningen för byggnads- och samhällsteknik vid Yrkeshögskolan Novia och omfattar 15 studiepoäng.

1.1 Beställaren

Ramboll Finland Oy har fungerat som beställare till det här arbetet. Ramboll är ett globalt ledande planerings- och konsultföretag som grundades i Danmark år 1945. Företaget har 16 500 anställda experter och sakkunniga fördelat på över 300 kontor och 35 länder. I Finland fick Ramboll sin början år 1962 då företaget Viatek grundades som från och med 1990-talets början hörde till svenska Scandiaconsult koncernen för att sedan år 2003 slås samman med den internationella Ramboll koncernen och Ramboll Finland Oy bildades. Ramboll Finland Oy har vuxit snabbt och har i dagens läge (2020) ca 2 500 anställda och 21 kontor. (Ramboll, 2020)

1.2 Bakgrund

I stora, internationella kraftverksprojekt finns många små fundament och konstruktioner som ska dimensioneras och lösas på bästa tänkbara sätt. Dessa konstruktioner och fundament kan vara till exempel små betongplattor som fungerar som fundament till trappor och olika form av stöd, brunnar för smutsigt vatten, olika kontrollbrunnar eller rörkanaler av betong som går i marken. Dessa konstruktioner är materialmässigt inte någon större kostnad för projektet i sig, men i och med att de här typerna av projekt utförs världen över så är byggförhållandena lite olika och onödigt mycket tid går åt till att dimensionera de små fundamenten och konstruktionerna. Väsentliga skiljaktigheter för dimensionerande av de små fundamenten och konstruktionerna mellan olika projekt är t.ex. jordmånens kvalitet och bärförmåga samt kvaliteten på byggmaterialen. Då de här faktorerna tas i beaktande betyder det allt som oftast att ett väl optimerat fundament i ett projekt, inte kan garanteras som en lösning i ett annat.

Beställaren till dessa industriprojekt är ett företag som är en stor kund till Ramboll. Detta företag är även beställare av ett antal andra sorters projekt till vilka det här arbetets fundament antingen direkt eller delvis kan tillämpas. Därutöver kommer det sättet samt de metoderna och de principerna detta arbete utnyttjar för att bemöta en standardiseringsprocess

att användas av Ramboll för att standardisera flera, både större och mindre fundament, som ingår i denna beställares olika projekt.

1.3 Syfte och mål

Syftet med det här arbetet är att tillverka och få utvecklat modeller som ska fungera som standardlösningar för de små fundamenten och konstruktionerna i kraftverksprojekten. De tillverkade modellerna kommer, lite beroende på typ av fundament och konstruktion, att begränsas upp till en viss höjd, längd, bredd eller yttre belastning. Lösningarna kommer att dimensioneras för det ”värsta” tänkbara scenariot beträffande de begränsande faktorerna. Faktorer som t.ex. markens bärighet och kvaliteten på byggmaterialen, bestäms på förhand och värdena för dessa kommer vara aningen sämre än i normala fall för att säkerställa att lösningarna säkert är hållbara för kommande projekt samtidigt som kraven på att de tillverkade lösningarna kan användas inom framtida projekt sänks.

Standardlösningarna kommer att vara dynamiska och kunna anpassas till de mått och dimensioner man önskar, dock kan standardlösningarna bara förminska eftersom hållbara lösningar endast kan garanteras för lika stora samt för mindre dimensioner av standardlösningarna. Målet är ändå att största delen av kommande projekts fundament och konstruktioner av de här typerna är inom ramarna för standardlösningarna. Detta kommer att försnabba projekten då det finns färdiga lösningar som dessutom kan anpassas till olika dimensioner och man behöver inte sätta tid på att dimensionera de små konstruktionerna skilt.

Om det ändå visar sig att man t.ex. skulle behöva en djupare brunn än vad standardlösningen är dimensionerad för så måste man dimensionera brunnen skilt, högst antagligen är standardlösningen redan en hållbar lösning också då brunnen förlängs men det bör ändå kontrolleras. Ifall man behöver en brunn som är avsevärt grundare är det lätt att anpassa standardlösningen och det är hållbart men en aning överdimensionerat, dock har det ingen betydelse för projektets kostnad då det är frågan om så små konstruktioner.

För att ännu försnabba projektets gång är målet också att standardlösningarnas modeller ska färdigt ge ut en materiallista på betongens volym samt armeringsstängernas typer, dimensioner och antal. Därtill kommer också kompletta ritningar till standardlösningarna att tillverkas. De här ritningarna är i framtiden till stor nytta då andra dimensioner av standardlösningarna behövs eftersom man färdigt har ett botten och en mall för ritningarna

och det enda man i princip behöver göra är att ändra lite mått och dimensioner, flytta armeringsmarkeringar samt passa in vyerna på de nya ritningarna.

Detta examensarbete utgör en grund för ett potentiellt större utvecklingsarbete inom Ramboll beträffande de projekt beställaren av dessa industriprojekt även är kund till. Inom Ramboll skulle olika standardfundament för de olika projekten kunden är beställare till, kunna standardiseras med hjälp av den princip detta arbete behandlar vilket i sin tur leder till snabbare planeringsprocesser. Således har Ramboll som mål med detta arbete att i första hand utveckla sättet man jobbar med projekten tillhörande denna kund till det effektivare, snabbare och förmånligare. I samband med utvecklade planeringsprocesser skulle även kunden tjäna på dessa i form av standardiserade fundament och konstruktioner vilket i sin tur leder till snabbare och lättare byggsleden.

1.4 Metoder och tillvägagångssätt

För att kunna få fram standardlösningar och modeller krävs det att man till en början sätter ramar och utgångsvärden för fundamenten och konstruktionerna. I det här arbetet har detta gjorts tillsammans med en anställd på Ramboll, på samma gång fastslogs även jordmånens väsentliga egenskaper samt eventuella yttre belastningar på konstruktionerna.

Då man har de värden som behövs börjar man räkna på konstruktionerna för att få fram hurdan armeringen ska vara. I detta arbete har Tekla Tedds använts som beräkningsprogram och granskning av eurokoder har gjorts för att få fram de rätta koefficienterna till beräkningarna.

Modellerna har sedan modellerats i en BIM-modell och Revit har varit det huvudsakliga verktyget. I Revit har också armeringen placerats in och materiallistor gjorts. Dessutom har de slutliga ritningarna på standardmodellerna gjorts i Revit.

2 Tekla Tedds

Tekla Tedds är en produkt av Trimble Solutions Oy. Trimble är ett amerikanskt programvaruföretag som är specialiserat på 3D-modellering och planering. Företaget erbjuder den internationella marknaden olika planeringsprogram för byggbranschen. Den mest kända programvaran Trimble skapat är Tekla Structures som i dagens läge är ett av de bästa BIM-programmen som finns att tillgå. (Trimble, 2020)

2.1 Vad är Tekla Tedds

Tekla Tedds är ett mångsidigt beräkningsprogram som också kan användas till att analysera och designa olika konstruktioner och lösningar. Tekla Tedds baserar sig på eurokoderna, dess formler och koefficienter. Tekla Tedds gör dock ingen FEM-analys utan enbart sammanfattar, i olika beräkningsbotten för enkla konstruktioner, eurokoder med stöd av nationella bilagor. Konstruktioner av trä, stål, och betong kan alla räknas med hjälp av Tekla Tedds. Förutom beräkningar av vanliga konstruktioner som balkar, pelare och olika typer plattor kan man med Tekla Tedds också t.ex. analysera och designa anslutningar och avloppsledningar samt utföra jordbyggnadsberäkningar på slänters stabilitet och olika fyllnadsmassor. (Tekla, 2020)

I och med att Tekla Tedds baserar sig på eurokoderna och följer dem så oberoende vad man vill göra i programmet, finns det färdiga beräkningsbottnar som bara är att fylla i samtidigt som alla moment i beräkningsbotten hänvisas till sina respektive eurokoder. Alla beräkningsbottnar har också ett eller flera hela beräkningsexempel att tillgå var man kan se hur beräkningarna kommer att se ut och vilka värden och scenarion som tas i beaktande.

Beräkningsbotten är enkla, tydliga och gäller för just det fallet man beräknar. Oftast har man, i Tekla Tedds, en schematisk bild i samband med beräkandet som motsvarar de laster, egenskaper och dimensioner man matat in i programmet för att bättre förstå beräkningen.

2.2 Beräkningar i Tekla Tedds

För att kunna utföra en beräkning i Tekla Tedds krävs det att man till först väljer det beräkningsbotten som är mest lämpat för den konstruktion man ämnat beräkna. Detta underlättas då alla beräkningsbotten i Tekla Tedds är samlade och uppdelade i kategorier. Ifall man inte av någon orsak vet vilken typ av konstruktion och beräkningsbotten som passar det egna fallet bäst, så är beräkningsbotten också uppdelade enligt konstruktionsmaterialen, d.v.s. konstruktioner av trä, stål och betong. Detta leder till att de flesta beräkningsbotten kan nås på två sätt.

För att sedan kunna fylla i de tomma fälten i beräkningsbotten klarar man sig långt ifall man har klart för sig vilka dimensioner och hurdan geometri den konstruktion man vill beräkna har. Därtill behöver man veta vilka laster konstruktionen utsätts för och hur stora lasterna är. Sedan, beroende på konstruktion, kan det vara bra att veta markens egenskaper som t.ex. bärighet och densitet.

Att fylla i ett beräkningsbotten i Tekla Tedds går snabbt då man har all information man behöver och vet var man fyller i den. I Tekla Tedds är beräkningsbotten väl strukturerade och informationen fylls i steg för steg. Dock kan det hända att man missar något fält eller någon flik men i så fall säger programmet till ifall något väsentligt uteblivit.

Då en beräkning i Tekla Tedds fylls i, kommer en mängd olika koefficienter emot. De flesta koefficienter beskrivs i programmet i samband med beräkningen och dessutom anges olika värden för koefficienterna automatiskt. Men ifall man är osäker lönar det sig att kontrollera eurokoden där koefficienterna beskrivs mer utförligt.

I Tekla Tedds kan de beräknade konstruktionerna optimeras väldigt bra då programmet räknar samtidigt som man sätter in olika värden. Detta leder till att man snabbt får en bild av hurdan konstruktionen man beräknar bör vara för att få den hållbar. T.ex. optimerande av armering görs smidigt då det lätt går att ändra stängernas dimension och antal samtidigt som Tekla Tedds beräknar ifall den tänkta armeringen räcker för minimikravet.

Då man fyllt i alla fält och är klar med beräkningen ska resultaten tas ut. Resultaten kan fås antingen som sammandrag där alla värden, alla koefficienter och de viktigaste formlerna och uträkningarna är med eller som fullständiga resultat där även alla formler som använts är med samt koefficienterna till dessa. Dessutom kan man välja manuellt vilka grafer, bilder och tabeller man vill ha med i resultaten. Oberoende vilken nivå på resultat man väljer så

hänvisas formlerna och delarna i resultaten alltid till sina eurokoder var man kan kolla upp dem för att sedan snabbt vid behov kunna återgå till beräkningarna och göra eventuella ändringar.

2.3 Hur har Tekla Tedds använts i arbetet?

I detta arbete har Tekla Tedds använts till att beräkna och optimera de tidigare nämnda fundamentens och konstruktionernas dimensioner och armeringar. För att kunna börja beräkna har utgångsvärden, ramar och begränsningar för jordegenskaperna, samt värden för de små konstruktionernas dimensioner, material och laster slagits fast. Med hjälp av dessa begränsningar och utgångsvärden baserade på tidigare projekt av liknande typ så har det ”värsta” scenariot tagits fram och beräkningarna har gjorts enligt detta. (Personlig kommunikation, Holmqvist Nicklas, Ramboll, 2020)

För att sedan få de rätta värdena på koefficienterna i beräkningsbotten så har eurokoderna studerats och de mest lämpliga värdena på koefficienterna tagits fram. Endast två olika beräkningsbotten i Tekla Tedds har behövts för beräkningen av konstruktionerna, d.v.s. botten för beräkning av stödvägg och botten för beräkning av fundament. Nivån på resultaten kan sedan anpassas för ändamålet. Till det här arbetet har fullständiga resultat samt grafer och tabeller använts. (Personlig kommunikation, Holmqvist Nicklas, Ramboll, 2020)

3 Revit

Revit är ett 3D-modellerings program som används av arkitekter och ingenjörer världen över. Revit, som är ett av de mer kända planerings- och BIM-programmen inom byggbranschen, släpptes ut på marknaden år 2000 av Autodesk som fortfarande äger programmet. Andra kända program Autodesk har lanserat är t.ex. Autocad. (Autodesk, 2019)

Revit är ett mångsidigt program med många funktioner. Allt efter programmet uppdaterats, blivit bättre med fler möjligheter, så har det börjat användas mer och mer. I Revit kan projekt nuförtiden göras från början till slut även om man i vissa moment fortfarande föredrar andra BIM-program. (Personlig kommunikation, Lindström Oskar, Ramboll, 2020)

3.1 Hur har Revit använts i arbetet?

Med hjälp av Revit har fundamenten och konstruktionerna till de internationella kraftverksprojekten modellerats upp. Tack vare Tekla Tedds beräkningarna har konstruktionerna fått hållbara och modellerna i Revit har gjorts till kompletta standardmodeller med fullständig armering modellerad med rätt delning och rätta dimensioner. Dessa standardmodeller har modellerats på ett sätt som gör att de kan förminska och förstora samtidigt som armeringen automatiskt anpassas till de nya dimensionerna av konstruktionerna och fundamenten.

I Revit hör alla objekt som modelleras i en modell till någon sorts familj. En familj kan t.ex. vara en vägg, ett fönster, en armeringsstång eller en skruv. En vägg av tegel är dock inte samma familj som en vägg av betong, eller en rak armeringsstång är inte samma familj som en böjd armeringsstång. Även texter, pilar och skärningsmarkeringar är skilda familjer. Alla familjer kategoriseras sedan beroende på typ d.v.s. väggar kategoriseras som väggar och armeringsstänger som armering. Detta leder till att programmet får en struktur man märker av då man använder programmet då t.ex. tegel- och betongväggar hittas under väggar och allt som har med armering att göra hittas under armering. (Personlig kommunikation, Lindström Oskar, Ramboll, 2020)

Egna familjer har gjorts i samband med modelleringen av brunnarna. Brunnarnas bottenplattor gjuts i verkligheten inte som fullständiga räbblock och ifall ett vanligt fundament i form av ett räbblock skulle ha använts vid modelleringen av brunnarna hade det resulterat i missvisande ritningar. Förutom för brunnarnas bottenplattor så skapades också familjer för en del brunnars lock eftersom locken har håltagningar och dessa typer av konstruktioner finns inte färdigt i Revit.

Materiallistor för betongvolym och armeringar har gjorts för respektive fundament och konstruktion. Materiallistorna är automatiska och uppdateras då konstruktionernas dimensioner ändras. I samband med armeringslistorna har nya parametrar skapats då Revit inte färdigt har alla tänkbara parametrar man kan behöva.

Slutligen har färdiga modellritningar för standardlösningarna gjorts. Dessa ritningar har gjorts så väl som möjligt så att man dels har en modell på hur kommande ritningar av liknande typ kan se ut samt dels för att i framtiden försnabba hela ritningsprocessen. I framtida projekt behöver man endast passa in de olika vyerna i ritningarna, flytta på

armerings beteckningar, lägga till projektspecifik information och fylla i namnrutor för att ha kompletta ritningar av de små konstruktioner och fundament det här arbetet behandlar. (Personlig kommunikation, Holmqvist Nicklas, Ramboll, 2020)

4 Beräkningar

4.1 Utgångsvärden

För att få en grund till att påbörja beräkningarna har en anställd på Ramboll bidragit med information gällande hur stora konstruktionerna och fundamenten i fråga brukar vara, vilka laster de utsätts för och i hurdana förhållanden kraftverksprojekt av denna typ brukar utföras. Tillsammans med denna person har utgångsvärden för beräkningarna fastslagits. (Personlig kommunikation, Holmqvist Nicklas, Ramboll, 2020)

Vid bestämmande av olika utgångsvärden har det tagits i beaktande att man i framtiden måste kunna använda beräkningarna baserade på utgångsvärdena vilket betyder att de små fundamenten och konstruktionerna i framtida projekt måste hållas inom de bestämda utgångsvärdena. Förstås så är det orimligt att kunna täcka alla små konstruktioner och fundament med enbart några fastslagna utgångsvärden så därför är målet med utgångsvärdena att största delen av de framtida små konstruktionerna och fundamenten i fråga kan dimensioneras med hjälp av beräkningarna i detta arbete. (Personlig kommunikation, Holmqvist Nicklas, Ramboll, 2020)

Betongkvalitet	C25/30
Armeringens brottgräns, f_{yk}	400 MPa
Skyddskikt, c_{nom}	50-70 mm
Markens bärighet, $P_{bearing}$	150 kN/m ²
Jordmånens densitet, γ_{soil}	22 kN/m ³ (RIL 144-2002, 162)

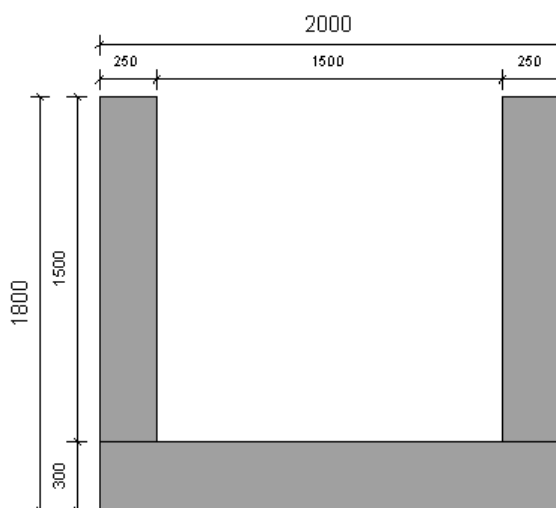
Figur 1 Beräkningarnas utgångsvärden som gäller för alla konstruktioner och fundament i detta arbete

Totalt har fem olika utgångsvärden som är gemensamma för alla konstruktioner och fundament lagts fram. Utgångsvärdena beträffande byggmaterial samt markens bärighet är lite lägre och sämre än i normala fall för att säkerställa att beräkningarna är dugliga för kommande projekt. Skyddsskikten har baserat på gamla ritningar bestämts till 70 mm för bottenytan mot mark och 50 mm för de övriga ytorna. För jordmånens densitet har ett högt värde ur boken "RIL 144-2002, 162" valts. (Personlig kommunikation, Holmqvist Nicklas, Ramboll, 2020)

Förutom de gemensamma utgångsvärdena har specifika värden för var och en konstruktionstyp bestämts. Dessa värden sätter ramarna för konstruktionernas och fundamentens dimensioner samt eventuella yttre belastningar. (Personlig kommunikation, Holmqvist Nicklas, Ramboll, 2020)

4.2 Rörkanal

Rörkanalen, som är en av konstruktionstyperna detta arbete behandlar, kommer som färdig konstruktion att befinna sig helt under mark. Inuti kanalen kommer rör, ledningar och kablar att dras. På kanalens inre väggar kommer "hyllor" att placeras så att rören, ledningarna och kablarna kan sorteras och sättas i ordning. Belastningen som kanalens väggar utsätts för av de lastade hyllorna är så liten att den inte tas i beaktande i beräkningarna. (Personlig kommunikation, Holmqvist Nicklas, Ramboll, 2020)



Figur 2 Rörkanalens tvärsnitt.

Detta är en skärmdump ur Revit precis som de övriga figurerna är skärmdumpar ur Revit och Tekla Tedds.

För att få en hållbar rörkanal bör tvärsnittet dimensioneras så att det även tål de yttre belastningarna kanalen utsätts för. Då tvärsnittet är hållbart kan man sedan bygga kanaler i de längder de kommande kraftverksprojekten kräver. (Personlig kommunikation, Holmqvist Nicklas, Ramboll, 2020)

Dimensioner	
Bredd	2000mm
Höjd	1800mm
Längd	10000mm
Vägg tjocklek	250mm
Bottenplattans tjocklek	300mm
Belastningar	
Betong lock 400mm	10 kN/m ²
Last av långtradare (RIL 144-2002, 100)	
Axellast	210 kN
Linjelast	9 kN/m

Figur 3 Specifika utgångsvärden för rörkanalen

Rörkanalens dimensioner har bestämts baserat på gamla projekt. Kanalens längd har ingen betydelse vid beräkningarna då endast tvärsnittet dimensioneras men för att sedan kunna modellera upp rörkanalen har längden bestämts till 10000 mm. (Personlig kommunikation, Holmqvist Nicklas, Ramboll, 2020)

I och med att rörkanalen byggs helt under mark behöver kanalen ha ett lock. Locket består i det här fallet av en betongplatta som uppskattas vara maximalt 400 mm, vilket leder till att varje kvadratmeter av locket har en egenvikt på 10 kN. Locket behövs dels för att skydda kanalen samt dels för att trafiken ska kunna löpa över kanalen. Kanalen ska även dimensioneras för att fullastade långtradare i form av bränslebilar ska kunna köra över eller riktigt vid sidan om kanalen. (Personlig kommunikation, Holmqvist Nicklas, Ramboll, 2020)

Belastningar av långtradare har tagits ur boken "RIL 144-2002, 100" där lasterna för den största belastningsklassen valts. Den största belastningsklassen gäller för fordonskombinationer upp till 75 ton. Lasterna har givits både som en axellast och en

linjelast. Dessa laster förväntas uppstå då en fullastad långtradare har vikten optimalt fördelad över hela fordonskombinationen. (RIL 144-2002, 100)

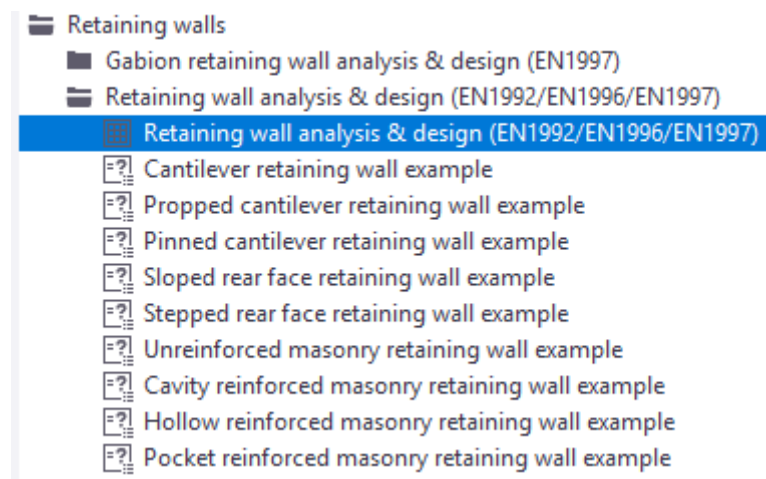
På grund av belastningarna kommer beräkningarna bli lite längre då olika belastningsfall måste tas i beaktande. De belastningsfall som valts att ta i beaktande vid beräkningarna och dimensioneringen av rörkanalen är då bränslebilen kör rakt över kanalen och axellasten befinner sig mitt på kanalen sett från tvärsnittet samt då bränslebilen kör vid sidan om kanalen och lasten kan anses vara en linjelast som verkar i kanalens riktning på markytan tätt intill kanalen. (Personlig kommunikation, Holmqvist Nicklas, Ramboll, 2020)

De två nämnda belastningsfallen beräknas med Tekla Tedds beräkningsbotten för stödväggar för att få rörkanalens väggar och botten dimensionerade. Därtill bör belastningsfallet med axellasten mitt på kanalen beräknas som ett fundament med två väggar inklusive belastningar för att få en bättre bild av belastningsfallet samt för att säkerställa bottens armering. (Personlig kommunikation, Emet Malin, Ramboll, 2020)

Eftersom rörkanalen beräknas med de båda beräkningsbotten som behövts för alla konstruktioners och fundaments beräkningar i detta arbete, så kommer rörkanalens beräkningar att fungera som beräkningsexempel (Kapitel 4.3-4.4 samt bilaga 1, 2 och 3).

4.3 Beräkning av stödvägg

För att beräkna en stödvägg krävs det att man vet stödväggens dimensioner, eventuella belastningar och dessutom vet markens egenskaper som bärighet och densitet. Sedan öppnar man i Tekla Tedds beräkningsbotten för stödväggar och börjar fylla i den information man har.



Figur 4 Detta beräkningsbotten har använts för beräkningar av stödväggar

Tekla Tedds klarar inte direkt av att beräkna en konstruktion som rörkanalen men ifall man tar bort ena väggen av kanalen fås en form motsvarande en stödvägg. Detta räcker för att kunna dimensionera rörkanalens väggar. (Personlig kommunikation, Holmqvist Nicklas, Ramboll, 2020)

4.3.1 Axellast mitt på kanalen

Då man fyller i ett beräkningsbotten lönar det sig att steg för steg fylla i det, så man inte missar något. Till att börja med fyller man i vilka dimensioner stödväggen man tänkte beräkna har samt vilken typ av anslutning stödväggen har mellan väggen och foten. Då man fyllt i alla mått ger programmet en bild av beräkningsfallet med alla måttsträck och samtidigt vet man ifall man fyllt i rätt.

Retaining wall details

- Cantilever wall selected Geometry...

Soil details

- Coulomb method selected Soil details...

Loading

- 2 No.line loads selected Loading...

Calculation options

National annex Finland

- Active pressure coefficient selected Analysis options...

Analysis only

Stability preview results

		Capacity	Applied	F o S	
Sliding stability	kN/m	17	14.7	1.156	✓
Overturning stability	kNm/m	30.1	8.8	3.408	✓
Bearing pressure	kN/m ²	150	117.7	1.275	✓

Figur 5 Första sidan av beräkningsbotten för stödväggar

Soil

Retained ht mm Angle deg

Cover mm Excavation mm

Stem - minimum stem height is 1500 mm

i Stem type Cantilever

Stem height mm Thickness mm

Base

Toe length mm Heel length mm

Thickness mm

Figur 6 Här fyller man i stödväggens geometri och information om de omgivande jordmassorna

Sedan fyller man i markens egenskaper och beräkningsmetod för jordtryck. Jordtrycket kan beräknas med en egen definierad metod, med Rankines metod eller med Coulombs metod varav Coulombs metod är den som används i de här beräkningarna eftersom denna metod tar i beaktande friktionen mellan jordytan och väggen. (Personlig kommunikation, Emet Malin, Ramboll, 2020)

Egenskaper för de befintliga jordmassorna samt för fyllnadsmassorna kan fyllas i skilt för sig men här har dock samma värden valts för båda typerna. Jordmassornas sammansättning kan väljas baserat på tre kategorier enligt jordtyp, täthet och kornstorlek. Eftersom man inte kan veta i vilka förhållanden kommande projekt utförs i så har jordmassornas sammansättning försökts få så neutrala som möjligt i beräkningarna. (Personlig kommunikation, Emet Malin, Ramboll, 2020)

Jordmassornas friktionsvinklar och vinklar för skjuvhållfasthet kan ha stor betydelse för beräkningarna. Tekla Tedds ger färdigt typiska värden för de olika vinklarna och då man inte har några utgångsvärden så har de minst gynnsamma värdena för vinklarna bland de typiska värdena provats fram och använts. (Personlig kommunikation, Emet Malin, Ramboll, 2020)

Man bör ännu fylla i den befintliga jordens bärlastkapacitet. Ifall man inte vet bärlastkapaciteten kan Tekla Tedds på basen av de tidigare ifyllda värdena räkna ut ett teoretiskt värde för bärlastkapaciteten. Därtill är det mycket väsentligt att fylla i ifall konstruktionen man beräknar är dränerad eller inte. Om man glömmer kryssa för att man har en dränerad konstruktion så kommer Tekla Tedds räkna med att fyllnadsmassorna runt konstruktionen är fuktigare vilket resulterar i större belastningar och att man överdimensionerar.

Soil options		Base soil details	
Method	Coulomb	Granular	Medium dense
Calculate net ultimate bearing capacity	<input type="checkbox"/>	Well graded sand	
Foundations are drained	<input checked="" type="checkbox"/>	Soil density - typically 19 - 23 kN/m ³	22 kN/m ³
Retained soil details			
Granular	Medium dense		
Moist density - typically 19 - 21 kN/m ³	21 kN/m ³		
Saturated density - typically 21.5 - 23 kN/m ³	22 kN/m ³		
Characteristic effective shear resistance angle - typically 30 - 36 deg			
$\phi'_{r,k}$	30 deg	Characteristic effective shear resistance angle - typically 30 - 36 deg	$\phi'_{b,k}$ 30 deg
Characteristic wall friction angle - typically $\phi'_{r,k} / 2 = 15$ deg		Characteristic wall friction angle - typically $\phi'_{b,k} / 2 = 15$ deg	$\delta_{b,k}$ 15 deg
$\delta_{r,k}$	15 deg	Characteristic base friction angle - typically $2\phi'_{b,k}/3 - \phi'_{b,k} = 20 - 30$ deg	$\delta_{bb,k}$ 25 deg
		Presumed bearing capacity	$P_{bearing}$ 150 kN/m ²

Figur 7 Här fyller man i jordmassornas egenskaper samt väljer beräkningsmetod för jordmekanikberäkningar

Eventuella laster fylls i antingen som ytlaster verkande på jordytan vid sidan om stödväggen eller som manuellt inmatade linjelaster som verkar på kanalen i dess riktning. Lasterna kan dessutom fyllas i som antingen permanenta eller variabla. Då axellasten är mitt på rörkanalen behöver man sätta manuellt in två linjelaster som båda verkar mitt på stödväggen, en permanent linjelast som motsvarar kanalens lock av betong och en variabel linjelast som motsvarar bränslebilens axellast. Viktigt då man fyller i linjelasterna manuellt är att sätta ut dem på rätt plats, vara noga med permanenta och variabla laster samt komma ihåg att endast halva axellasten belastar stödväggen.

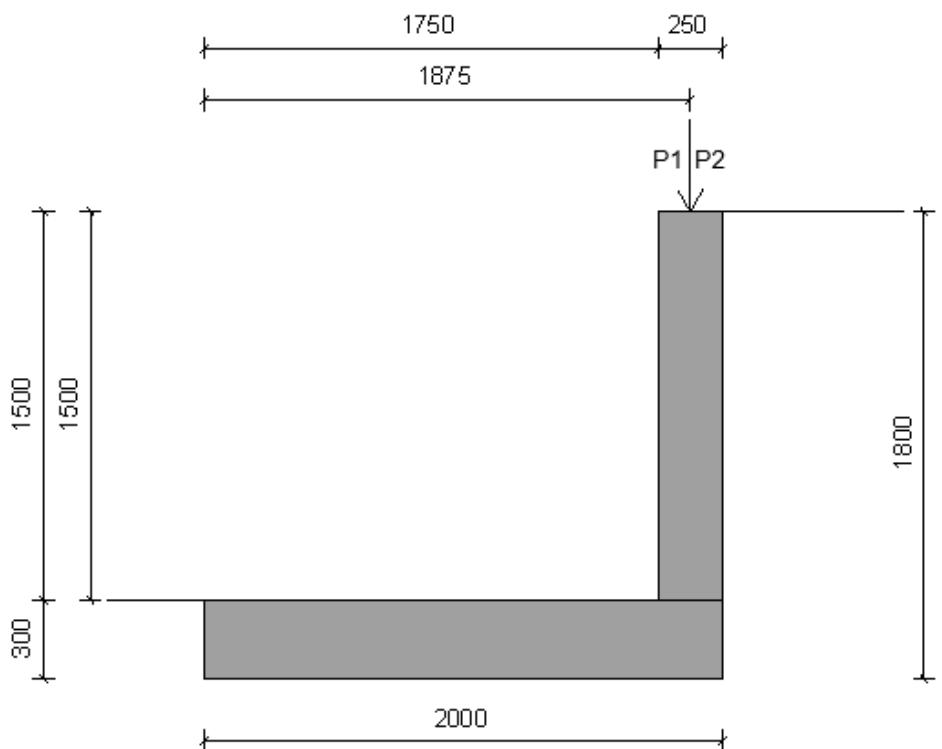
Den permanenta lasten av betonglocket har en vikt på 20 kN/m så därför sätts linjelasten som belastar väggen till 10 kN/m. Den variabla axellasten på 210 kN ska också delas på hälften, därtill bör den halva axellasten ännu delas med den verkande längden för att få lasten till enheten "kN/m". Axellasten verkar på en sträcka om 3m, således kommer den variabla linjelasten att vara 35 kN/m. Axellastens verkande längd har tagits ur "RIL 144-2002, 101". Ur boken fås att avståndet mellan däckens yttre sidor för en axel är 2,6m men i och med att den verkande linjelasten i axelns riktning verkar på en sträcka om 3m så utgår beräkningarna från linjelastens längd. (Personlig kommunikation, Emet Malin, Ramboll, 2020)

Belastningskoefficienten ” K_{fi} ” kan också väljas att tas i beaktande. Denna koefficient bestäms av vilken konsekvensklass konstruktionen i fråga man beräknar har och koefficientens värden kan variera mellan 0,9 och 1,1. I de här beräkningarna skulle det räcka med att sätta K_{fi} till 1,0, men i och med att det är fråga om mindre konstruktioner och fundament som inte har någon större kostnadsinverkan på kraftverksprojekten och vars mål är att vara hållbara, så har K_{fi} valts till 1,1 för att vara på den säkra sidan. (Personlig kommunikation, Emet Malin, Ramboll, 2020)

Figur 8 Här fyller man i olika laster samt väljer ifall säkerhetskoefficienten K_{fi} ska tas i beaktande

På beräkningsbottnens första sida väljer man ännu vilken nations nationella bilaga man vill att beräkningarna går enligt, vilken densitet stödväggens vägg samt fot har d.v.s. 25 kN/m^3 för betong samt hurdant tryck stödväggen utsätts för. Sedan kan man också välja ifall Tekla Tedds bara ska analysera det man fyllt i på första sidan, detta innebär att man inte behöver dimensionera någon armering för stödväggen och programmet ger bara ut en analys på jordtrycket samt på hur stödväggen står emot för att glida och välta.

Samtidigt som man fyller i den första sidan av beräkningsbottnen räknar Tekla Tedds automatiskt baserat på de värden man sätter in. Programmet räknar ut jordtrycket samt stabiliteten för att glida och för att välta. Detta är behändigt då man samtidigt man fyller i beräkningsbottnen kan göra ändringar vid behov och man får direkt svar på vad man räknar.



Figur 9 Så här ser den schematiska bilden av belastningsfallet ut i Tekla Tedds då man fyllt i den första sidan av beräkningsbotten.

På beräkningsbottens andra sida väljer man hurdan konstruktion stödväggens vägg är av, fyller detaljer gällande betongen samt dimensionerar armeringen. Vid ifyllandet av information om betongen väljer man betongkvalitet, ballastens största kornstorlek samt armeringens hållfasthet f_{yk} . Sedan sätter man in de olika skyddsskikten och betongens partialsäkerhetsfaktor γ_c .

Man kan ännu välja ifall man gör en sprickbildningskontroll, det är valfritt men har inte gjorts i den här beräkningen eftersom rörkanalens vägg är så pass låg samt belastas av förhållandevis små laster för att betydliga sprickor ska uppstå (Personlig kommunikation, Emet Malin, Ramboll, 2020). För att sprickbildningskontrollen ska tas med i beräkningarna behövs ett gränsvärde för sprickbredd, w_{max} . Detta värde fås från eurokoden eller mer utförligt från den nationella bilagan. Därtill behövs en belastningsfaktor, ψ_2 vars värde fås ur euronormen "EN 1990 + A1 + AC, tab. A1.1" och därtill behöver man sätta in ifall stödväggens utsätts för lång- eller korttids belastning.

Concrete details

Concrete class		C25/30	▼
Reinforcement yield strength	f_{yk}	400	N/mm ²
i Maximum aggregate size	h_{agg}	32	mm

Cover to reinforcement

Front face of stem		50	▼	mm
Rear face of stem		50	▼	mm
Top face of base		50	▼	mm
Bottom face of base		70	▼	mm

Partial factors for materials

Partial factor for concrete	γ_c	1.5	▼
-----------------------------	------------	-----	---

Crack width check

Figur 10 Detaljer och egenskaper för betongen

Dimensionerande av armeringen görs snabbt i Tekla Tedds då programmet färdigt räknat ut armeringskravet för konstruktionen och samtidigt man provar sig fram hurdan armering som skulle passa, så räknar Tekla Tedds ut om den föreslagna armeringen når över armeringskravet. På detta sätt får man armeringen dimensionerad och optimerad i båda leden för stödväggens fot och vägg. Vid dimensionerande av armeringen i de här beräkningarna har man i de flesta fall försökt nå en utnyttjandegrad på ca 0,7-0,8 för att vara säker på att konstruktionen är hållbar. (Personlig kommunikation, Hiitola Timo, Ramboll, 2020)

Innan man tar ut resultaten ur Tekla Tedds kan man välja hurdant resultat man vill ha. Det går att välja nivån på resultat d.v.s. vill man ha fulla beräkningar och resultat eller bara ett sammandrag. Man kan också manuellt välja vilka grafer, tabeller och bilder man vill ha med i resultatet.

Construction details

Stem construction Reinforced concrete

- Concrete class C25/30 selected

Design options

Design section Stem +0 mm

Stem front face reinforcement +0 mm

Diameter 10 mm Spacing 200 mm

- None required, 392.7 mm²/m provided

Stem rear face reinforcement +0 mm

Diameter 10 mm Spacing 200 mm

- Area required is 325.1 mm²/m, 392.7 mm²/m provided

Preview Results

		Applied	Allowable	Utilisation	
Shear resistance	kN/m	10.2	96.5	0.106	<input checked="" type="checkbox"/>

Output options

- Full output and sketches selected

Figur 11 Beräkningsbottens andra sida där bl.a. betongens egenskaper väljs och armeringen dimensioneras. Grönt vid dimensionerande av armering betyder att man för armeringen valt en kombination av diameter och delning som resulterar i att man är över minimikravet. Grönt för skjuvmotstånd betyder att utnyttjandegraden är under ett, i det här fallet ca 11%.

Analysis summary

Description	Unit	Capacity	Applied	F o S	Result
Sliding stability	kN/m	17	14.7	1.156	PASS
Overtuning stability	kNm/m	30.1	8.8	3.408	PASS
Bearing pressure	kN/m ²	150	117.7	1.275	PASS

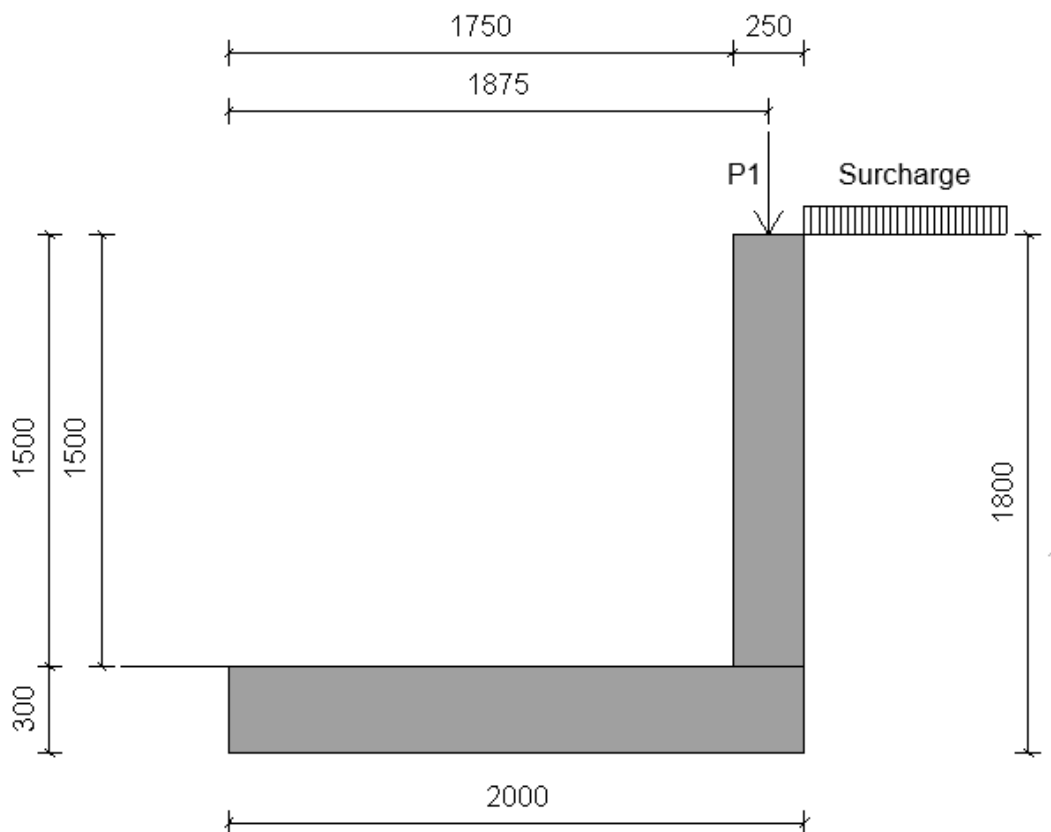
Design summary

Description	Unit	Provided	Required	Utilisation	Result
Stem p0 rear face - Flexural reinforcement	mm ² /m	392.7	325.1	0.83	PASS
Stem p0 - Shear resistance	kN/m	96.5	10.2	0.11	PASS
Base top face - Flexural reinforcement	mm ² /m	452.4	406.8	0.90	PASS
Base bottom face - Flexural reinforcement	mm ² /m	452.4	373.5	0.83	PASS
Base - Shear resistance	kN/m	106.3	43.0	0.40	PASS
Transverse stem reinforcement	mm ² /m	314.2	250.0	0.80	PASS
Transverse base reinforcement	mm ² /m	314.2	90.5	0.29	PASS

Figur 12 Sammandrag av de viktigaste resultaten för beräkningen av en stödvägg med en last motsvarande en axellast mitt på rörkanalen

4.3.2 Linjelast vid sidan om kanalen

I det andra belastningsfallet då bränslebilen kör riktigt vid sidan om rörkanalen uppstår en linjelast på markytan vid sidan om kanalen. Detta belastningsfall är i stort sett identiskt med det tidigare, alla koefficienter och värden i beräkningarna är desamma förutom lasterna där det nu finns en variabel linjelast vid sidan om rörkanalen istället för en axellast mitt på kanalen. (Personlig kommunikation, Holmqvist Nicklas, Ramboll, 2020)



Figur 13 Belastningsfallet då bränslebilen kör vid sidan om rörkanalen

I Tekla Tedds kan man inte sätta manuellt in en linjelast som skulle verka på markytan vid sidan om stödväggen. Detta är dock inget problem då Tekla Tedds har färdigt en funktion var man kan ange belastningen på markytan vid sidan om stödväggen. Med denna funktion anges belastningen i enheten "kN/m²" och utgångsvärdet för den linjelast en lastbil belastar markytan med är 9 kN/m. Det här betyder att linjelasten inte direkt kan sättas in i beräkningsbotten men då man multiplicerar linjelasten med 1 meter motsvarande den angivna linjelastens bredd, fås en ytlast på 9 kN/m² som däremot kan användas direkt. (Personlig kommunikation, Emet Malin, Ramboll, 2020)

Reliability management

Include reliability management

Reliability factor: 1.1

Surcharge load to rear of wall

Permanent surcharge load: 0 kN/m²

Variable surcharge load: 9 kN/m²

Line loads

Load selected: 1 [Add...] [Edit...] [Delete]

Load Description

P1: 10 kN/m permanent load

Figur 14 Laster för belastningsfallet då bränslebilen kör vid sidan om rörkanalen

Tekla Tedds beräknar bara belastningsfallet så som det är upplagt i figur 13 och tar därmed inte i beaktande rörkanalens andra vägg. Detta betyder att de horisontala krafterna den variabla ylasten belastar väggen med endast tas upp av den friktion stödväggens egenvikt samt lasterna av betong locket förorsakar mellan stödväggens fot och markytan.

I sådana här beräkningsfall bör man kunna förstå beräkningarna och förstå hurdan fallet är i verkligheten. Det här beräkningsfallet ger ett resultat var man kan läsa att stödväggen kommer att glida iväg vilket i och för sig är helt korrekt ifall man har en stödvägg av denna typ med samma mått och laster. Rörkanalen kommer däremot inte att glida iväg eftersom kanalens andra vägg, som inte beräkningarna tar i beaktande, är även den under markytan och krafterna av den variabla ylasten tas upp av friktionen mellan foten och markytan samt av den jordmassa som stöder kanalens andra vägg. (Personlig kommunikation, Emet Malin, Ramboll, 2020)

Analysis summary

Description	Unit	Capacity	Applied	F o S	Result
Sliding stability	kN/m	17	20.3	0.838	FAIL
Overtuning stability	kNm/m	30.1	14.5	2.074	PASS
Bearing pressure	kN/m ²	150	28	5.348	PASS

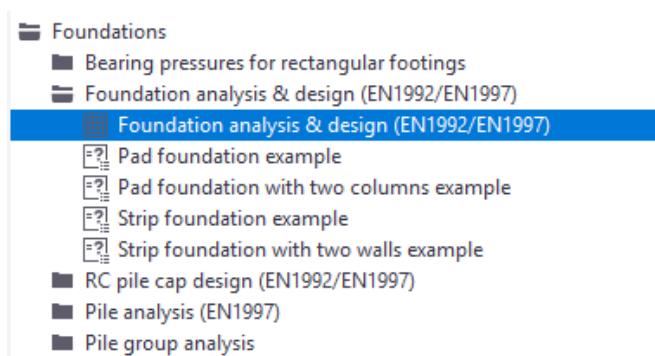
Design summary

Description	Unit	Provided	Required	Utilisation	Result
Stem p0 rear face - Flexural reinforcement	mm ² /m	392.7	325.1	0.83	PASS
Stem p0 - Shear resistance	kN/m	96.5	15.2	0.16	PASS
Base top face - Flexural reinforcement	mm ² /m	452.4	406.8	0.90	PASS
Base bottom face - Flexural reinforcement	mm ² /m	452.4	373.5	0.83	PASS
Base - Shear resistance	kN/m	106.3	19.7	0.18	PASS
Transverse stem reinforcement	mm ² /m	314.2	250.0	0.80	PASS
Transverse base reinforcement	mm ² /m	314.2	90.5	0.29	PASS

Figur 15 Sammandrag av de viktigaste resultaten av belastningsfallet då bränslebilen kör vid sidan om kanalen.

4.4 Beräkning av fundament

Beräkningsbotten för fundament är kortare och snabbare att fylla i än botten för stödväggar. Även vid fundamentberäkningar behövs utgångsvärden för fundamentets dimensioner, eventuella belastningar samt markens bärrighet och densitet.



Figur 16 Detta beräkningsbotten har använts för beräkningar av fundament

Rörkanalens botten behöver dimensioneras skilt eftersom man inte kan säga baserat på stödväggberäkningarna hurdan armering botten ska ha. Vid beräkningarna av stödväggarna blev marktrycket under väggen, speciellt vid fallet då axellasten är mitt på kanalen, mycket större än det verkliga marktrycket eftersom endast ena kanalväggen, med dess laster, togs i beaktande. I verkligheten, då en axellast står mitt på kanalen, fördelas lasterna jämnt till båda väggarna och marktrycket är lika stort för hela kanalbotten var axellasten verkar. Således dimensioneras rörkanalens botten skilt enligt belastningsfallet då en axellast befinner sig mitt på kanalen. (Personlig kommunikation, Emet Malin, Ramboll, 2020)

4.4.1 Axellast mitt på kanalen

Vid beräkningar av fundament väljer man först ifall man vill räkna fundamentet som en fortgående plint eller som en platta. Därefter fyller man i fundamentets dimensioner, betongens densitet och eventuella laster. Rörkanalens botten är 2 meter brett och 300 mm tjockt. Varför längden satts till 3 meter beror enbart på att axellasten, som består av två punktlaster, definierats på en 3 meters sträcka (Personlig kommunikation, Emet Malin, Ramboll, 2020). Permanenta och variabla laster är noll i och med att dessa laster belastar fundamentets hela övre yta.

Foundation details

Foundation type: Pad

Length L_x : 3000 mm

Width L_y : 2000 mm

Depth h : 300 mm

Foundation loads

Density of concrete γ_{conc} : 25 kN/m³

Permanent surcharge load F_{Gsur} : 0 kN/m²

Variable surcharge load F_{Qsur} : 0 kN/m²

Figur 17 Fundamentets dimensioner, egenvikt samt laster som belastar hela fundamentets övre yta

Soil details

Depth of soil h_{soil} : 0 mm

Soil properties...

Column details

Selected column: 2

Add... Edit... Delete

Calculation options

Analysis only:

National annex: Finland

Include reliability factor K_{FI} : 1.1

Preview analysis results

	Applied	Allowable	Utilisation	
Base pressure	62.5 kN/m ²	150	0.417	✓

Figur 18 Markens egenskaper, manuellt insatta laster och säkerhetskoefficienter

Sedan fyller man i markens egenskaper. Variabeln h_{soil} beror på markytans förhållande till fundamentets övre kant d.v.s. ifall fundamentet ligger under markytan kommer Tekla Tedds ta i beaktande den last den ovanförvarande jordmassan belastar fundamentet med. Då fundamentet står helt på mark ligger markytan under fundamentets övre kant vilket skulle resultera i ett negativt värde på h_{soil} . Variabeln kan dock inte vara negativ i och med att då Tekla Tedds beräknar den ovanförvarande jordmassans belastning baserat på bland annat jordlagrets tjocklek, skulle ett negativt värde på h_{soil} resultera i förminskat marktryck. (Personlig kommunikation, Emet Malin, Ramboll, 2020)

Soil properties	
Calculate ultimate bearing pressure	<input type="checkbox"/>
i Level of water (above underside of foundation)	h_{water} <input type="text" value="0"/> mm
Density of soil	γ_{soil} <input type="text" value="22"/> kN/m ³
Presumed bearing resistance	P_{bearing} <input type="text" value="150"/> kN/m ²
Characteristic friction angle	δ_k <input type="text" value="35"/> deg

Figur 19 Markens egenskaper

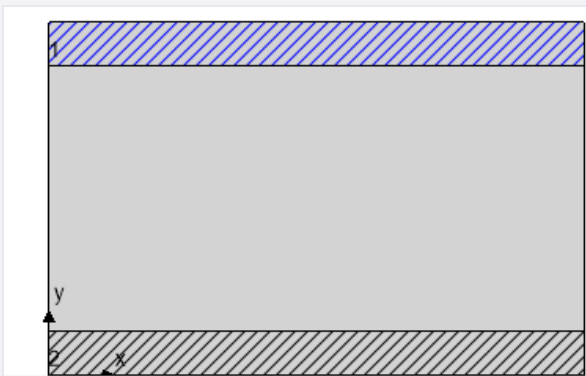
Beräkningsbotten tar också i beaktande ifall vattennivån är över fundamentets undre kant och därmed också vattnets inverkan på fundamentet och marktrycket. Ifall man inte vet markens bärighet kan man också med fundamentets beräkningsbotten räkna ut ett teoretiskt värde baserat på densitet och friktionsvinklar. Den karakteristiska friktionsvinkeln δ_k har i dessa beräkningar valts till ett medelvärde på 35 grader. (Personlig kommunikation, Emet Malin, Ramboll, 2020)

Fundamentets laster i form av pelare och väggar bör man manuellt sätta in i beräkningen. I beräkningsbotten benämns dessa laster som pelare men man kan bra forma ”pelarna” så de motsvarar väggar (Personlig kommunikation, Emet Malin, Ramboll, 2020). Väggar placeras på fundamentet med avseende på respektive väggs mittpunkt.

De laster väggar belastar fundamentet med fylls i som antingen variabla eller permanenta. Sedan om man känner till eventuella krafter och moment i x- och y-led kan även dessa sättas

in i beräkningsbotten. Då väggarnas laster fylls i bör man också ta i beaktande deras egenvikter eftersom detta är det enda stället man får egenvikten med i beräkningarna. Egenvikten fås om man multiplicerar väggens volym med betongens densitet vilket resulterar i det här fallet i en vikt på knappa 30 kN.

Rörkanalens lock belastar väggarna och fundamentet med en total permanent last på 60 kN (10 kN/m^2), vilket betyder 30 kN per vägg. Den totala permanenta lasten per vägg är således 60 kN, väggens egenvikt plus betonglockets vikt. Den variabla lasten ska motsvara en axellast på 210 kN vilket betyder en variabel last på 105 kN per vägg. (Personlig kommunikation, Emet Malin, Ramboll, 2020)



The image shows a cross-section of a wall and its base. The wall is represented by a grey rectangle with a blue hatched top section. The base is a grey rectangle with a black hatched bottom section. A coordinate system is shown with the y-axis pointing upwards and the x-axis pointing to the right. The wall is labeled '1' and the base is labeled '2'.

Details - Column 1			
Length	l_x	<input type="text" value="3000"/>	mm
Width	l_y	<input type="text" value="250"/>	mm
Position in x-axis	x	<input type="text" value="1500"/>	mm
Position in y-axis	y	<input type="text" value="1875"/>	mm

Axial loads - Column 1 (-ve for uplift)			
Permanent load	F_{Gz}	<input type="text" value="60"/>	kN
Variable load	F_{Qz}	<input type="text" value="105"/>	kN

Horizontal loads on base - Column 1			
Permanent load along x-axis	F_{Gx}	<input type="text" value="0"/>	kN
Variable load along x-axis	F_{Qx}	<input type="text" value="0"/>	kN
Permanent load along y-axis	F_{Gy}	<input type="text" value="0"/>	kN
Variable load along y-axis	F_{Qy}	<input type="text" value="0"/>	kN

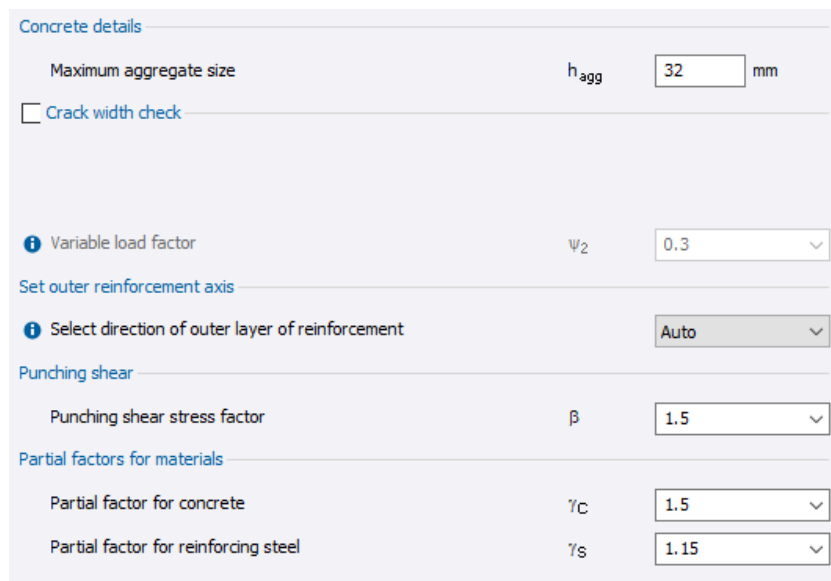
Moments on base - Column 1			
Permanent moment in x-axis	M_{Gx}	<input type="text" value="0"/>	kNm
Variable moment in x-axis	M_{Qx}	<input type="text" value="0"/>	kNm
Permanent moment in y-axis	M_{Gy}	<input type="text" value="0"/>	kNm
Variable moment in y-axis	M_{Qy}	<input type="text" value="0"/>	kNm

Figur 20 Fundamentets ena vägg samt dess laster, här ser man också i form av en bild hur Tekla Tedds tolkar de dimensioner man matat in

Innan den första sidan av beräkningsbotten är klar fyller man ännu i vilken nationell bilaga beräkningarna går enligt samt säkerhetskoefficienten K_{fi} (ifall koefficienten tas i beaktande). Marktrycket beräknas automatiskt samtidigt man fyller i fundamentets dimensioner samt laster och man ser direkt ifall marken håller för de tänkta konstruktionerna. Då man är klar med den första sidan av beräkningsbotten kan man baserat på det man fyllt i få en analys beträffande marktrycket.

Dimensioneringen av armeringen görs skilt för x- och y-led var man samtidigt ser armeringskravet och när det uppnås. Man bör också välja betongklass, armeringens hållfasthet samt fundamentets skyddsskikt.

Såsom också vid beräkning av stödvägg ska man fylla i partialsäkerhetsfaktorer för betongen (γ_C) och för armeringen (γ_S). Sedan ska man också välja en lämplig genomstansningsfaktor (β) baserat på euronormen (EN 1992-1-1 + A1 + AC, fig. 6.21). Här fyller man också i ballastens största kornstorlek och i vilket led den yttersta armeringen ska gå. Även en sprickbildningskontroll kan göras vid behov.



Concrete details

Maximum aggregate size h_{agg} 32 mm

Crack width check

Variable load factor ψ_2 0.3

Set outer reinforcement axis

Select direction of outer layer of reinforcement Auto

Punching shear

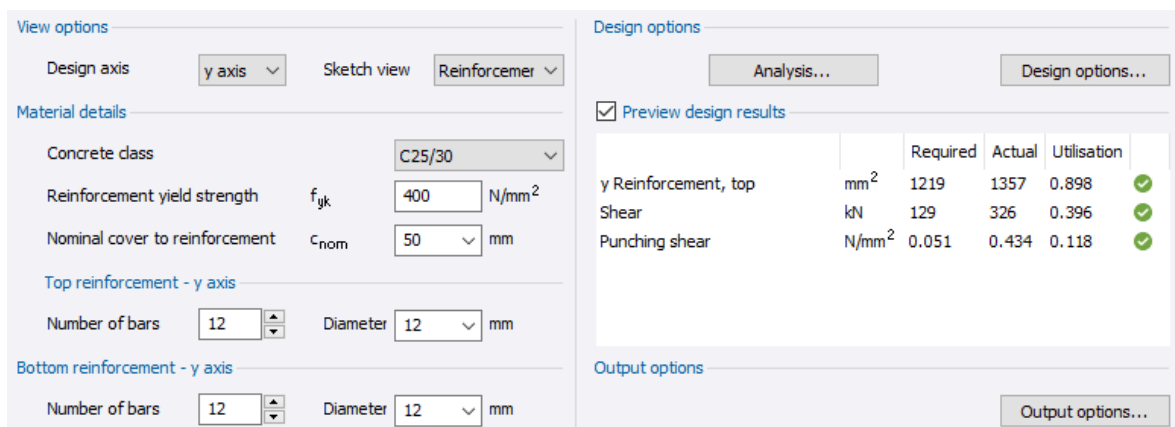
Punching shear stress factor β 1.5

Partial factors for materials

Partial factor for concrete γ_C 1.5

Partial factor for reinforcing steel γ_S 1.15

Figur 21 Här väljs koefficienter för betongen och armeringen samt andra små detaljer för beräkningen. Här kan också en kontroll för sprickbildningsbredd väljas att tas med i beräkningen.



View options

Design axis y axis Sketch view Reinforcemer

Material details

Concrete class C25/30

Reinforcement yield strength f_{yk} 400 N/mm²

Nominal cover to reinforcement c_{nom} 50 mm

Top reinforcement - y axis

Number of bars 12 Diameter 12 mm

Bottom reinforcement - y axis

Number of bars 12 Diameter 12 mm

Design options

Analysis... Design options...

Preview design results

		Required	Actual	Utilisation	
y Reinforcement, top	mm ²	1219	1357	0.898	✓
Shear	kN	129	326	0.396	✓
Punching shear	N/mm ²	0.051	0.434	0.118	✓

Output options

Output options...

Figur 22 Dimensionering av armering

Då alla fält fyllts i och man tagit med den information man vill är det dags att ta ut resultatet. Resultatet kan man själv till en del välja hur det ser ut och det går att välja bland ett sammandrag av beräkningarna eller fulla uträkningar. Därtill kan man välja ifall man vill ha med bilder i resultatet eller inte.

5 Modellering

Då beräkningarna är gjorda och man vet hurdan armering som behövs så modellerar man upp fundamenten och de små konstruktionerna i ett BIM-program. I det här arbetet har Revit 2020 använts för modelleringen.

Modelleringen handlar mest om att kunna behärska de program man använder samt utnyttja dess funktioner på bästa möjliga sätt. För en ny användare av Revit är modelleringsprocessen mer tidskrävande men samtidigt ett väldigt bra inläringstillfälle. Revit är på det sättet ett tacksamt program då väldigt mycket information och lösningar till olika problem hittas på nätet och därför klarar man sig bra på egen hand med programmet och kan själv ta reda på och lösa problem man möter.

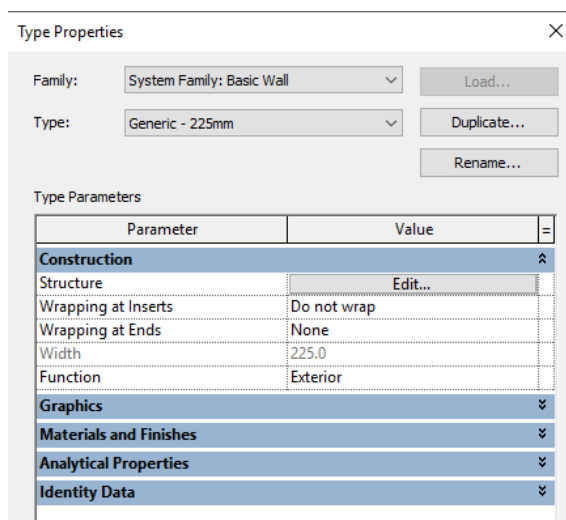
När man använder Revit kan det mesta modelleras på flera olika sätt och man brukar anpassa sig till ett sätt som lämpar en bäst. I det här arbetet finns det dock skeden vid modelleringen som bara kan göras på ett sätt ifall de dynamiska modellerna ska fungera optimalt. (Personlig kommunikation, Lindström Oskar, Ramboll, 2020)

5.1 Modellering av fundament och små konstruktioner

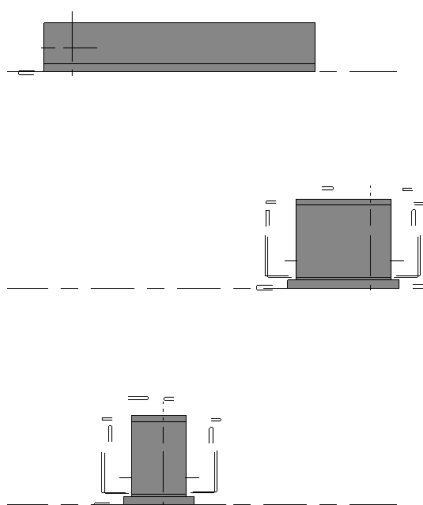
5.1.1 Geometrin

Geometrin av fundamenten och konstruktionerna modelleras i Revit så att de motsvarar de utgångsvärden och gränser man har för konstruktionerna. Det är ingen skillnad vilken vy man använder i Revit då man modellerar. Till fördel är om man jobbar parallellt i två olika vyer t.ex. i en plan vy och i 3D vyn. När man jobbar i två vyer kan man enkelt modellera in olika delar i en plan vy eftersom det i en plan vy går lättare att snappa i de objekt man behöver för att kunna modellera in t.ex. väggar. I 3D vyn kan man sedan kontrollera det man modellerat in, man får en bättre bild av hur det man modellerat ser ut och t.ex. höjder kan justeras samtidigt som man ser vad som händer i modellen. (Balkan Architect, 2020)

Till själva geometrin av konstruktionerna behövs för modelleringen Revits verktyg för väggar och golv. Det finns färdigt i programmet ett antal olika vägg- och golvtyper som kan användas men knappast precis allt man behöver. Det kan t.ex. finnas en 200mm betongvägg men man skulle behöva en 250mm vägg. Då är man tvungen att kopiera den 200mm tjocka väggtypen, för att sedan ändra på den kopierade väggtypens tjocklek och döpa om väggtypen så man förstår att det är fråga om en 250mm tjock betongvägg. (Personlig kommunikation, Lindström Oskar, Ramboll, 2020)



Figur 23 Här kan man kopiera en konstruktionstyp och via "edit" kommer man åt att ändra på konstruktionstypen



Figur 24 Exempel på hur det kan se ut då konstruktioner modelleras på olika planer. Denna figur är tagen i 3D vyn då man ser på modellerna från ena sidan

Då man modellerar fundament och konstruktioner som inte är bundna till t.ex. plan och modullinjer men man vill ha skilda ritningar för respektive konstruktion och fundament, så lönar det sig att modellera fundamenten och konstruktionerna på skilda plan i modellen så man för var och en modell har skilda planvyer. Ifall allt modelleras på samma plan skulle man ha väldigt mycket jobb med att gömma bort onödiga objekt och forma de vyer man behöver till respektive ritning. Dessutom då de olika konstruktionerna i vissa fall behöver flera planvyer till sina ritningar, så är det mycket enklare att kopiera en plan vy där bara de objekt som hör till konstruktionen finns med och sedan forma vyer som man vill ha den. (Personlig kommunikation, Lindström Oskar, Ramboll, 2020)

5.1.2 Armeringen

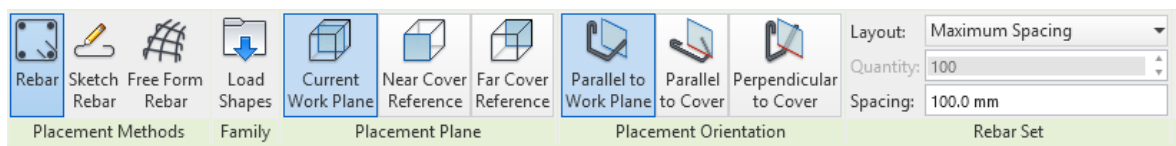
Innan armeringen placeras i konstruktionerna bör man göra skärningar från konstruktionernas båda håll eftersom armeringen modelleras i de flesta fall lättast i en skärning. Sedan bör man se från konstruktionernas beräkningar hurdan armering som ska var samt vilken delning armeringen kommer på. Armeringens delning bestäms utgående från delningen enligt beräkningarna till det första lägre värdet som är delbart med 50 (Personlig kommunikation, Hiitola Timo, Ramboll 2020). D.v.s. ifall Tekla Tedds ger en delning på 280mm så modelleras armeringen i fråga med c/c 250mm.

Vid bestämmande av armeringens delning är det viktigt att man inser vad armeringen samt dess delning innebär i verkligheten. Ifall Tekla Tedds ger en delning på 280 mm som ett hållbart alternativ så är 280 mm inte det enda rätta alternativet. De här typerna av konstruktioner ska utföras världen över och man kan inte veta i vilka förhållanden konstruktionerna ska byggas eller vilka erfarenheter och kunskaper byggarbetarna som ska armera har. På basen av detta har armeringen anpassats för att vara möjligast enkel att göra. (Personlig kommunikation, Hiitola Timo, Ramboll, 2020)

Armeringen vid hörn, anslutningar samt vidhäftningslängder har bestämts tillsammans med arbetets handledare. Detta är sådant som Tekla Tedds inte klarar av och vid de här skedena är det viktigt att det finns personer med utbildning och erfarenhet som kan stöda och hjälpa vid bestämmande av dessa detaljer. (Personlig kommunikation, Hiitola Timo, Ramboll, 2020)

Viktigt då man modellerar armeringen i Revit är att funktionen för armeringens delning används. Med denna funktion räknar Revit själv ut hur många armeringsstänger som behövs

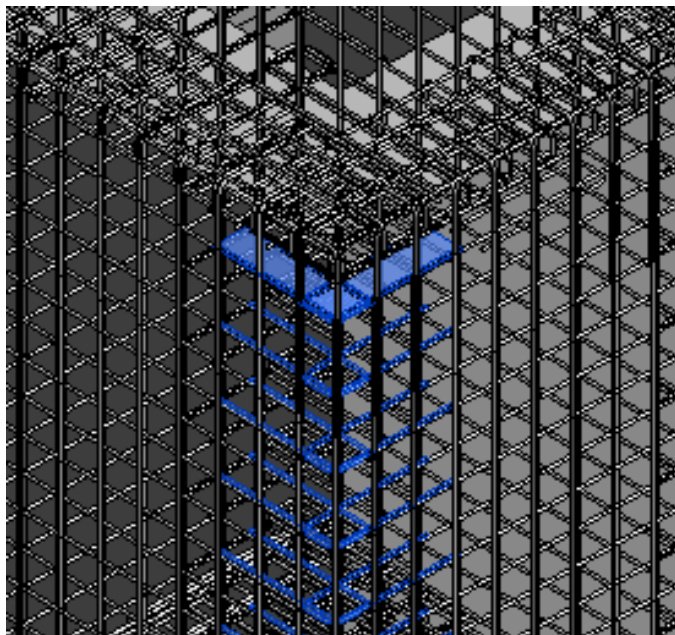
baserat på sträckan armeringen ska placeras på. Armeringar kan modelleras som enskilda stänger, som ett antal, som ett antal med en bestämd delning samt baserat på delningen. För att armeringen ska anpassa sig till de dimensioner av fundamenten och konstruktionerna man i framtiden kommer att stretcha dem till så kan dock bara funktionen för armering baserat på delning användas för att de dynamiska modellerna ska fungera. Detta gäller för de armeringsstänger som till antalet ändras då konstruktionernas och fundamentens dimensioner förändras. (Personlig kommunikation, Lindström Oskar, Ramboll, 2020)



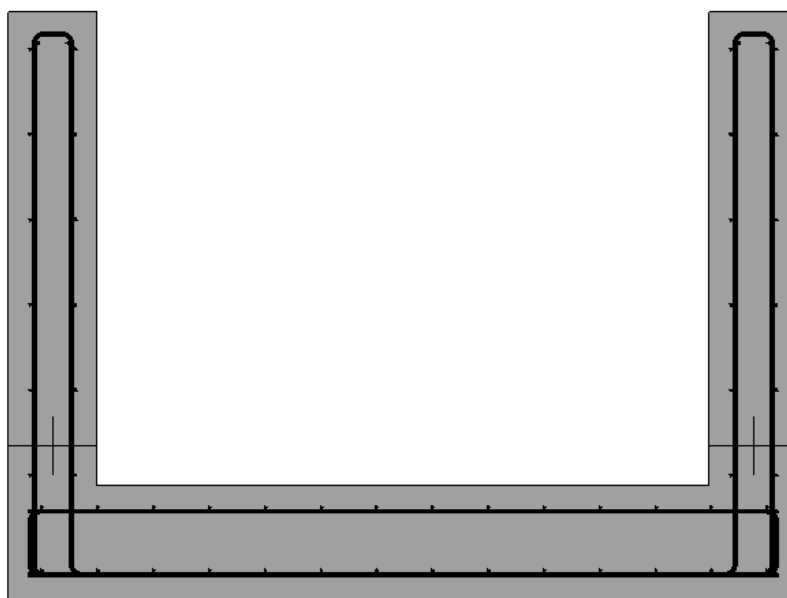
Figur 25 Armeringsplacering samt möjligheten för armering baserat på delning vald

Så gott som all armering fås modellerad från skärnings vyerna. Det är ingen skillnad ifall armeringen är parallell eller vinkelrät mot skärningen då man kan välja hur armeringen ska placeras i förhållande till skärningen. Även armeringen är bra att kolla hur den ser ut i 3D vyn, dels för att själv förstå vad man modellerat samt dels då man ser saker och ting tredimensionellt så kan man se problem eller förbättringsmöjligheter. (Balkan Architect, 2020)

Väggars hörnarmeringar kan däremot inte alltid modelleras helt och hållet i en skärning. Hörnarmeringar kan modelleras med rätt dimension och delning i en skärning men för att få rätt vidhäftningslängder och armeringarna på rätt plats är det lättare att modellera i 3D vyn. Ifall man sätter in ett hörns armeringar i skärningar från två led på t.ex. en brunn, kan man bara man modellerat hörnets armeringar färdigt, spegla hörnarmeringarna i 3D vyn så alla hörn får exakt likadana armeringar. (Personlig kommunikation, Lindström Oskar, Ramboll, 2020)



Figur 26 Exempel på en brunnväggs hörnarmering som modellerats i 3D-vyn, dessa två hörnarmeringar behöver bara speglas två gånger var för att alla fyra hörn ska ha likadana armeringar



Figur 27 Så här ser armeringen som modelleras i en skärning ut

5.2 Skapande av egna familjer

Vid modelleringen av brunnarna är man i behov av att skapa egna familjer. Brunnarnas botten samt lock är inte enkla rätblock och därför kan lockens samt bottenens former enbart

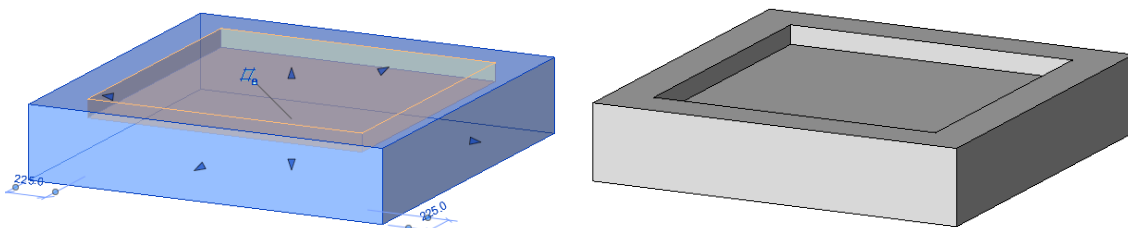
åstadkommas genom att skapa skilda familjer för dem. (Personlig kommunikation, Lindström Oskar, Ramboll, 2020)

Revit är ett väldigt tacksamt program när det kommer till att skapa egna familjer. Det finns färdiga familjbotten med färdiga inställningar till alla sorters familjer Revit har färdigt installerat. Då man skapar en familj med ett färdigt botten, hittas den skapade familjen när den laddats in i projektet på samma ställe som objekt med likadana familjer. Skapar man t.ex. en pelare med dess familjbotten så hittas pelaren man skapat bland de andra pelarna. (Balkan Architect, 2020)

Dessutom finns det allmänna botten för de objekt man tänker skapa som inte passar in i något av de andra botten. Dessa objekt kan hittas under t.ex. detaljer eller komponenter men alla familjer man skapar finns dock alltid i projektets "project browser" var man hittar precis alla familjer och objekt som finns i projektet. (Balkan Architect, 2020)

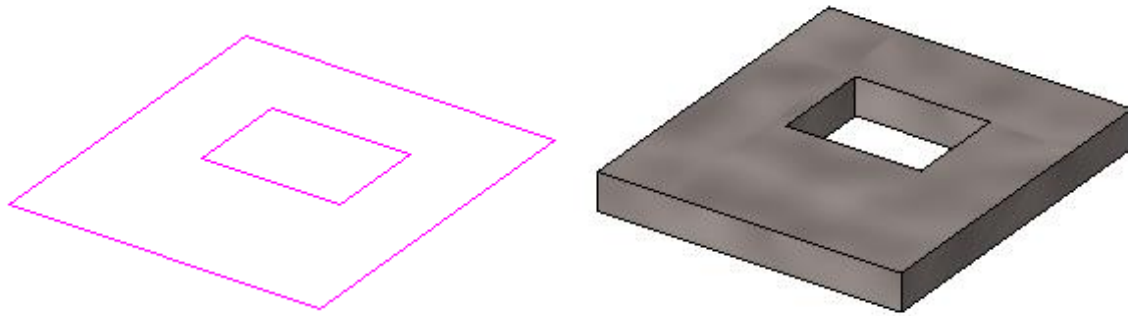
Botten till brunnarna har gjorts med Revits familjbotten för "Metric structural foundation". Brunnsbotten har inte kopplats ihop med några parametrar av den orsak att de dynamiska brunnarna enbart ska kunna justeras på höjden (Personlig kommunikation, Holmqvist Nicklas, Ramboll, 2020). Och då botten görs statiska med rätt dimensioner så finns det ingen risk att vid modellering att i misstag ändra på bottenens mått.

Då ett brunnsbotten skapas, modellerar man först ett rätblock som motsvarar bottenens största värden på höjden, längden och bredden. För att sedan få de urgröpningar i botten som behövs skapas en form som exakt motsvarar den form som ska tas bort ur rätblocket. Den form som motsvarar det borttagna materialet görs osynlig. När man har det stora synliga rätblocket samt den osynliga formen som motsvarar borttagen massa så klipper man formerna med varandra och då skärs den osynliga formen bort från det stora rätblocket.



Figur 28&29 Skapande av brunnsbotten-före och efter formerna skurits med varandra

Brunnslocken kan modelleras med samma princip, lockets hål skapas då genom att den osynliga formen, som motsvarar hålet, förlängs så formen är lika lång som locket är tjockt. I det här arbetet har locken ändå skapats genom att bara rita av dess konturer. Former motsvarande rätblock kan modelleras genom att bara rita av konturerna ifall rätblockets synliga ytor är jämna. Då lockets konturer/form skapats, bestäms tjockleken genom att förlänga eller förkorta formen.



Figur 30&31 Skapande av brunnslock

Då man skapat sina egna familjer kan man antingen välja att spara dem och sedan ladda in dem i projektet eller bara ladda in dem i projektet. Fördelen med att spara skapade familjer är att de då kan laddas in och användas i andra projekt och modeller. När man sparar en familj är det viktigt att familjen namnges så man klart och tydligt ser och vet vad det är för sorts familj. (Personlig kommunikation, Lindström Oskar, Ramboll, 2020)

5.3 Materiallistor

De slutliga ritningarna ska ha fungerande materiallistor för armeringen och betongvolymen som uppdateras automatiskt då fundamentens och konstruktionernas dimensioner förändras. Revit har ett verktyg för att kunna tillverka dessa typer av listor. Revits materiallistor fås klara och tydliga då de är rätt gjorda. Ifall man inte är en van Revit användare, kräver tillverkandet av dessa listor lite studier inom ämnet samt prövning av funktioner för att man ska förstå hur Revits materiallistor fungerar. Det knepiga med materiallistorna är att de endast på ett sätt fungerar precis så som man vill.

5.3.1 Klassificering

Då man i en modell har flera fundament och konstruktioner som alla ska ha skilda ritningar så måste man kunna avskilja respektive fundament och konstruktions armering för att få armeringarna att höra till rätt materiallista och ritning. Vid modellerandet av armeringen kan man i properties panelen, under construction, välja en "partition" som varje armering man modellerar hör till. I partition fältet kan man skriva vad som helst, en bokstav, en siffra eller ett ord. Fältet finns bara där för att man ska kunna avskilja objekt från varandra. I detta arbete har armeringarnas partition valts enligt ritningarnas ritningsnummer d.v.s. totalt åtta olika ritningar har ritningsnumren 1-8 och således har armeringen till konstruktionen på första ritningen fått siffran 1 i partition fältet, armeringen till konstruktionen på andra ritningen fått siffran 2 och så vidare. (Balkan Architect, 2020)

För att kunna göra listor på betongvolymmer så namnges konstruktionernas väggar och fundament enligt samma princip, dock är fältet man fyller i de olika siffrorna inte detsamma utan för väggar och fundament avskiljs de olika konstruktionerna från varandra med fältet "mark", i properties panelen, under identity data. (Balkan Architect, 2020)

Detta är grunden för att laga materiallistor till olika konstruktioner i samma modell, ifall man inte avskiljer konstruktionerna från varandra så kan man inte heller se i listorna vilka armeringar som hör till vilken konstruktion.

Structural Rebar (1) Edit Type		Walls (1) Edit Type	
Construction		Rebar Cover - ...	Rebar Cover 2 ...
Partition	4	Rebar Cover - ...	Rebar Cover 2 ...
Rebar Number	3	Estimated Rei...	8155.57 cm ³
Schedule Mark	4	Dimensions	
Geometry	Shape Driven	Length	1775.0
Style	Standard	Area	1.705 m ²
Shape	B	Volume	0.384 m ³
Shape Image	Shape 11.png	Identity Data	
Hook At Start	None	Image	
Hook At End	None	Comments	
Rounding Ov...	Edit...	Mark	4
End Treatmen...	None	Phasing	
End Treatmen...	None	Phase Created	New Construct...

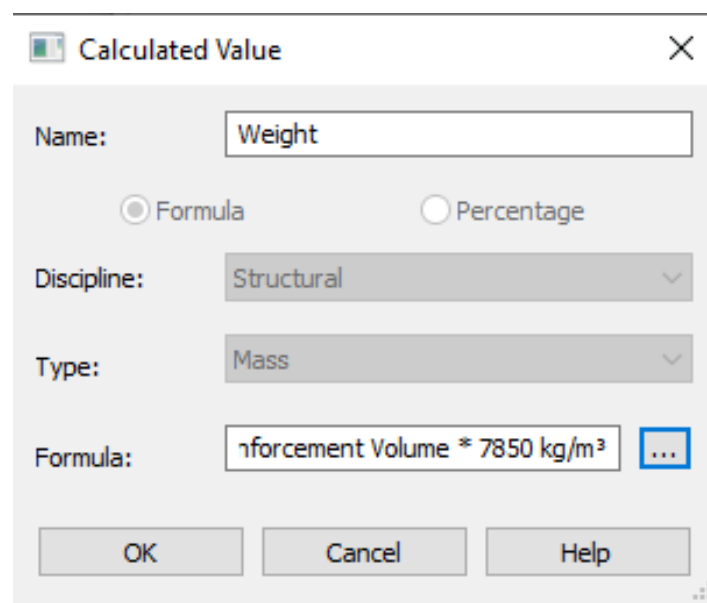
Figur 32&33 Exempel på klassificering för armering och väggar

5.3.2 Tillverkande av parameter

Vid tillverkandet av listor för armeringen märker man att Revit inte har någon färdig parameter för vikt. Däremot har Revit en funktion var man kan tillverka och definiera egna parametrar och detta bör göras ifall man vill ha armeringens vikt med i materiallistan.

Att tillverka en egen parameter kan man göra samtidigt man väljer vilka parametrar som ska finnas med i materiallistan. Något man bör tänka på är att ifall den tillverkade parametern definieras av någon redan befintlig parameter så måste den befintliga parametern väljas med till materiallistan. Allt som oftast brukar de nya parametrarna man lagar, definieras på basen av åtminstone en eller flera parametrar som finns färdigt i Revit. (Personlig kommunikation, Lindström Oskar, Ramboll, 2020)

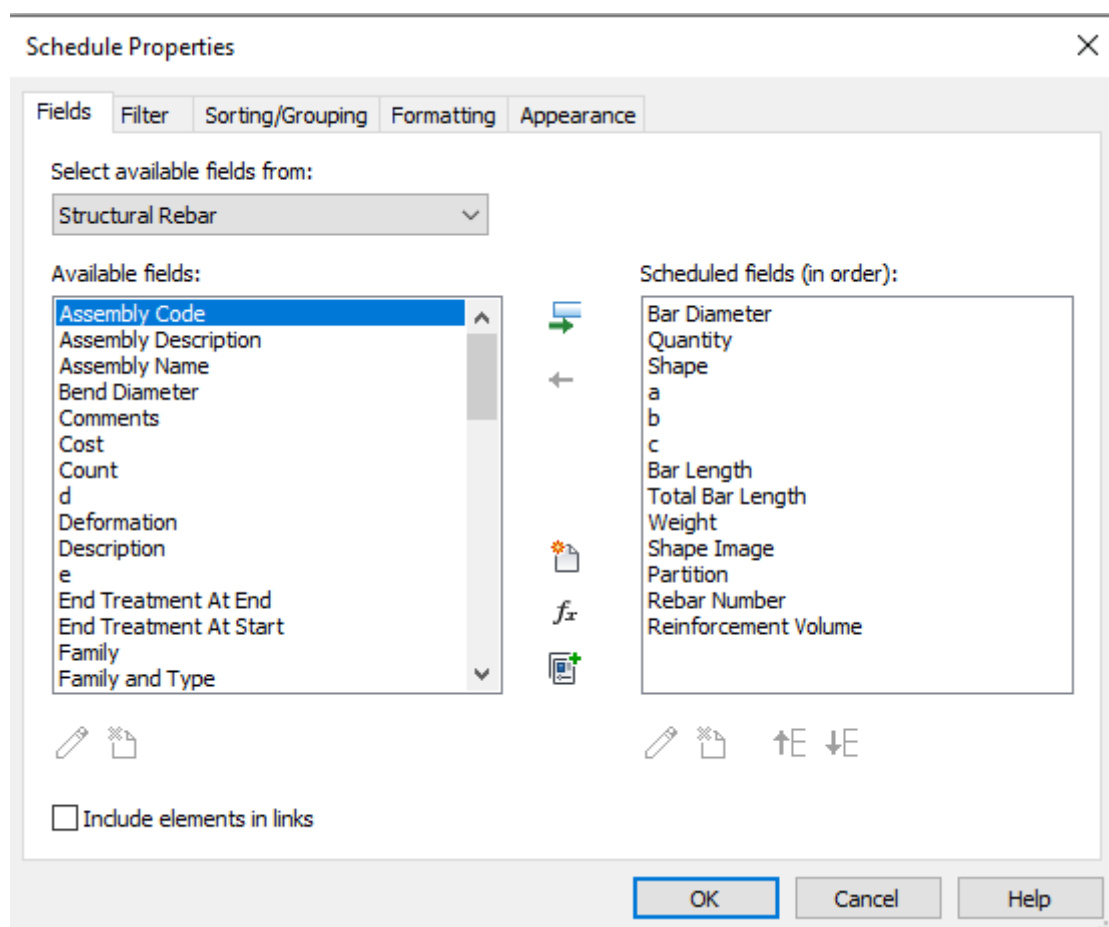
Massan för en kropp definieras av volymen och densiteten. Volymen är en parameter som Revit färdigt har definierad och således måste volymen väljas med till materiallistan. Då man sedan tillverkar parametern för massan multipliceras volymen med armeringens densitet på 7850 kg/m^3 . Man bör observera att densiteten ska anges i Revit med enheten kg/m^3 även fast volymen är given i cm^3 (Personlig kommunikation, Lindström Oskar, Ramboll, 2020).



Figur 34 Exempel på hur en parameter tillverkas och definieras i Revit

5.3.3 Tillverkande av materiallista

När allt som ska med i materiallistorna klassificerats kan man börja tillverka listorna. Till att börja med väljer man vilken typ av lista man vill laga. Materiallistorna är uppdelade baserat på familjekategori och beroende på vilken kategori man väljer så bestämmer Revit vilka parametrar som kan tas med i listan. I detta arbete har armeringslistor samt listor menat för flera familjekategorier använts. En lista var flera familjekategorier tas i beaktande behövs för att bestämma den totala betong volymen eftersom konstruktionerna består av både väggar och fundament. (Personlig kommunikation, Lindström Oskar, Ramboll, 2020)

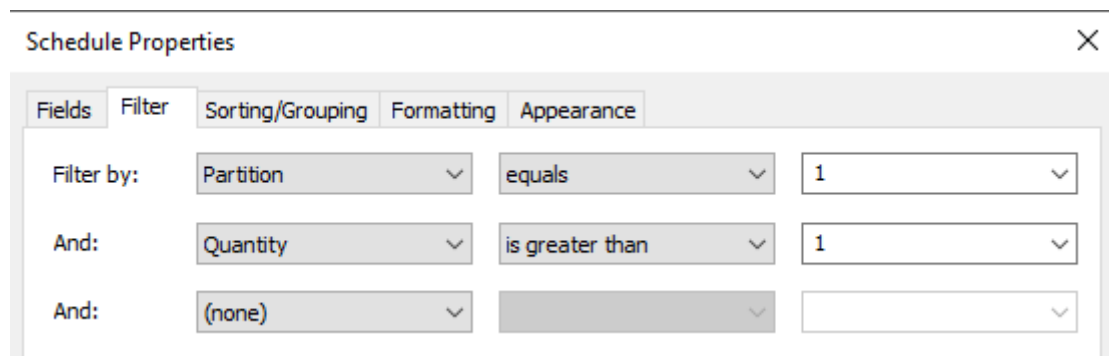


Figur 35 Här ändrar och bestämmer man vilka parametrar som tas med i materiallistan. I fältet "Scheduled fields" syns de parametrar som tagits med i materiallistan för armeringen.

Då man valt vilken typ av lista man lagar så väljer man vilka parametrar som tas med i listan. Ordningen på parametrarna i "Scheduled fields" är även parametrarnas ordning i listan. I den slutliga armeringslistan vill man inte att parametrar som armeringens nummer och volym ska synas men dessa parametrar är ändå nödvändiga för att listan ska fungera. Därför har

Revit en funktion var man kan gömma dessa parametrar men att de ändå fortfarande hör till materiallistan.

När alla parametrar man vill ha med i listan valts så kommer precis all armering i modellen att synas i listan. Därför bör man filtrera bort det man inte vill ha med och här har klassificeringen betydelse. Det går att ha flera kriterier på filtreringen, dessutom kan man prioritera kriterierna.



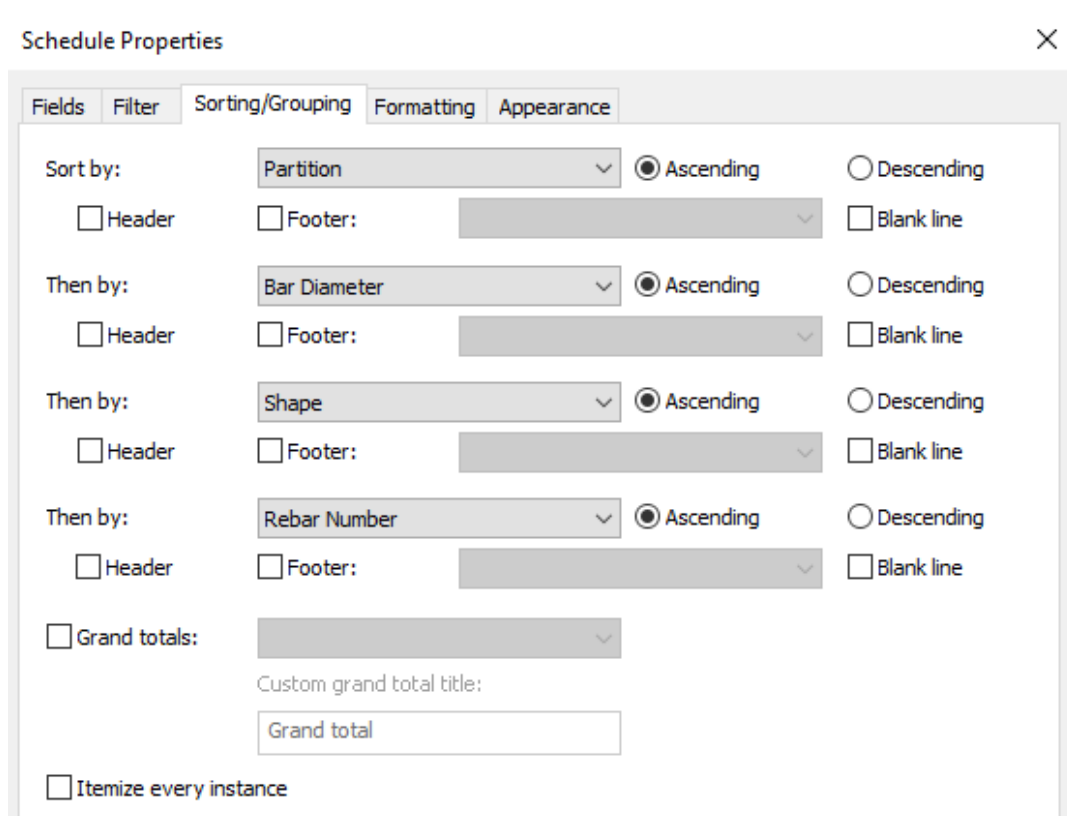
Figur 36 Filtrering av armeringslista

Armeringslistan bör filtreras först baserat på armeringens klassificering så att endast den armering som hör till listans fundament eller konstruktion syns. Därefter ska enskilda armeringsstänger filtreras bort. Alla armeringsstänger som modellerats i fundamenten och konstruktionerna består av grupper på två stänger eller fler. Enskilda stänger finns i modellen då de fungerar som bilder till armeringsbeteckningarna i skärningarna i de slutliga ritningarna, men dessa stänger ska inte synas i armeringslistan. (Personlig kommunikation, Lindström Oskar, Ramboll, 2020)

Då armeringslistan är filtrerad ska den sorteras så att det blir ordning på listan och att den blir läsbar. Sorteringen sker likaså enligt prioritet, vilket har betydelse för den slutliga ordningen i listan. Viktigt här är att listan sorteras först baserat på klassificeringen. Detta borde inte egentligen ha någon inverkan då listan redan filtrerats enligt klassificeringen men ifall inte klassificeringen är den första sorteringskategorin så syns ingen armering i listan. Sedan sorteras listan enligt armeringsstångernas diameter, detta betyder att då sortering i stigande ordning valts, kommer stängerna i listan med mindre diameter före stängerna med större diameter. (Balkan Architect, 2020)

För att sedan få listan att se snygg ut sorteras armeringarna enligt bockningsbeteckningarna A → uppåt. Sedan måste armeringslistan sorteras enligt armeringsnumret. Var och en armeringsgrupp/armeringsstång som modelleras i Revit får ett specifikt nummer för att programmet ska kunna avskilja armeringarna från varandra. Armeringsnumret kan man inte välja utan Revit sätter automatiskt nummer på de modellerade armeringarna. Armeringsnumret måste vid sortering av materiallista tas med för att listan ska kunna avskilja armeringsstänger med samma bockningstyp från varandra. Ifall man inte sorterar enligt armeringsnumret så kommer bara antalet armeringsstänger enligt bockningstyp att synas. (Balkan Architect, 2020)

Slutligen ska man kolla att ”Itemize every instance” inte är ikryssat. Detta leder till att armeringsstänger med exakt likadana bockningar och mått räknas ihop. Om man vill kan man ännu använda sig av olika mellanrader, rubriker samt ett antal olika totala summor för att få ett lite annat utseende på materiallistorna. (Personlig kommunikation, Lindström Oskar, Ramboll, 2020)



Figur 37 Sortering av armeringslista

Då man sorterat färdigt behöver man ännu ändra på hur Revit ska förhålla sig till de olika parametrarna. Man kan välja vilka parametrar som inte ska synas i den slutliga listan, hur värden och texter placeras i listan samt för vilka parametrar totala summor ska beräknas. De totala summorna är viktiga för den slutliga listan. T.ex. armeringens volym måste räknas som en total summa för att man i materiallistan ska få den totala vikten beräknad för armeringen enligt varje enskild bockningstyp (Balkan Architect, 2020). Därtill brukar man vilja ha antalet stänger samt den totala längden på armeringsstängerna beräknade som totala summor. Även fast parametern till namnet tyder på att den beräknar ett totalt värde så måste man skilt välja att parametern ska räkna en total summa för att armeringslistan ska fungera (Balkan Architect, 2020).

Listorna på betongvolymen görs i stort sett på samma vis förutom att man väljer en materiallista som är menad för flera familjekategorier. Utöver detta är principen densamma. En lista över betongvolymen är dock mycket enklare och snabbare att göra då endast tre parametrar: materialets namn, volym samt klassificering, behöver tas i beaktande. (Personlig kommunikation, Lindström Oskar, Ramboll, 2020)

<Oily water collecting pit 5,0 m ³ rebar schedule>								
A	B	C	D	E	F	G	H	I
Bar Diameter	Quantity	Shape	a	b	c	Bar Length	Total Bar Length	Weight
10 mm	70	A	3400 mm	0 mm	0 mm	3400 mm	238000 mm	146.74 kg
10 mm	96	A	1700 mm	0 mm	0 mm	1700 mm	163200 mm	100.62 kg
10 mm	10	A	2240 mm	0 mm	0 mm	2240 mm	22400 mm	13.81 kg
10 mm	5	D	420 mm	110 mm	420 mm	910 mm	4550 mm	2.81 kg
10 mm	87	D	370 mm	110 mm	370 mm	810 mm	70470 mm	43.45 kg
10 mm	96	D	450 mm	130 mm	450 mm	980 mm	94080 mm	58.00 kg
12 mm	34	A	4000 mm	0 mm	0 mm	4000 mm	136000 mm	120.74 kg
12 mm	58	A	2300 mm	0 mm	0 mm	2300 mm	133400 mm	118.43 kg
12 mm	137	A	2580 mm	0 mm	0 mm	2580 mm	353460 mm	313.81 kg
12 mm	137	B	900 mm	1500 mm	0 mm	2370 mm	324690 mm	288.26 kg
12 mm	90	D	600 mm	170 mm	600 mm	1320 mm	118800 mm	105.47 kg
12 mm	70	D	600 mm	150 mm	600 mm	1300 mm	91000 mm	80.79 kg

Figur 38 Armeringslista för en brunnstyp

5.4 Ritningar

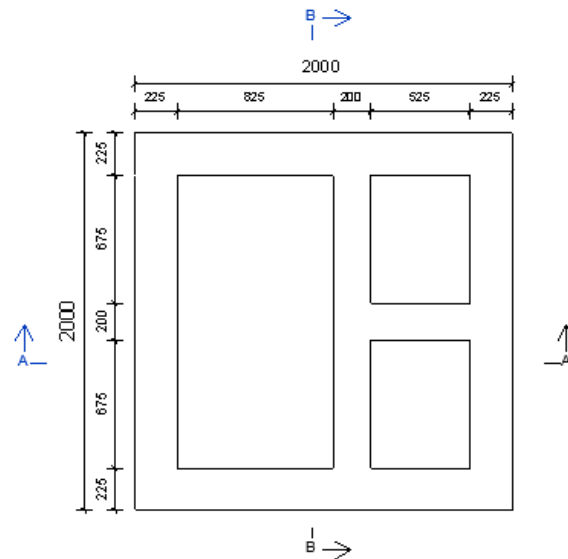
Då modelleringen och de olika listorna är gjorda så ska modellritningar för standardlösningarna göras. Dessa modellritningar ska fungera som modell och grund till de kommande projekten var variationer av standardlösningarna behövs. (Personlig kommunikation, Holmqvist Nicklas, Ramboll, 2020)

Vid ritningsprocessen är det viktiga det att man vet vad man gör, vet vad som ska vara med på ritningen samt vet hur ritningarna blir snygga. De flesta vyer man behöver till ritningarna har redan skapats i samband med modellerandet, t.ex skärningar har gjorts vid modellerandet av armeringen och planvyer skapade man då geometrin modellerades. Mest tid vid ritningsprocessen går åt till armeringsbeteckningarna som ska skapas och placeras in i vyerna.

5.4.1 Vyer

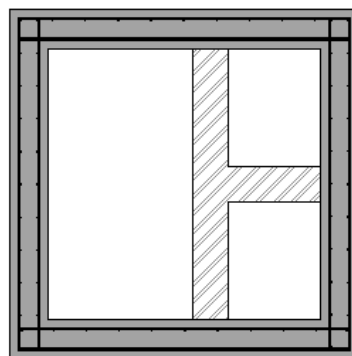
Beroende på hur geometrin av fundamenten och konstruktionerna ser ut så behövs olika vyer i ritningarna för att standardlösningarna ska kunna beskrivas så väl att de går att bygga på basen av ritningarna. Vyer som behövs är olika planvyer och skärningar. Dessa vyer kan sedan kopieras för att skapa olika former av ritningar av samma vy som t.ex armerings- och måtttritningar. Eventuella måttsträck och texter som vynes namn och skala, modelleras alla in i respektive vy eftersom då man i ritningen sedan flyttar på vyerna så flyttas också alla texter och mått. (Balkan Architect, 2020)

Ritningen brukar oftast börja med en planvy, som i det här fallet beskriver standardlösningen. I denna plan vy sätter man bara ut måttsträck. I Revit kan man modellera i olika planvyer som t.ex. olika konstruktions planer samt vanliga planvyer. Planvyn som man sätter först i en ritning bör vara en ”vanlig” sådan (floor plan). I denna plan vy syns bara de konturer man ser från det planet man bestämt att skär vyn. Detta betyder att alla linjer i vyn är heldragna och inga konstruktioner utanför ”skärplanet” synfält syns i vyn. Ifall man modellerat i en konstruktionsplan (structural plan) så är det ingen fara eftersom man i Revit kan ur en konstruktionsplan skapa en vanlig planvy. (Personlig kommunikation, Lindström Oskar, Ramboll, 2020)



Figur 39 Planvyn för en kontrollbrunn med två kamrar

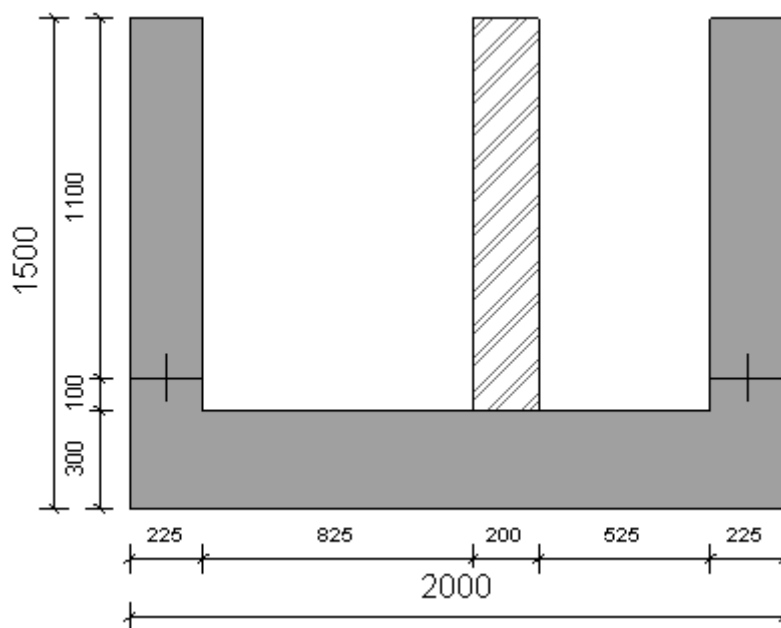
I vissa fall kan det vara att man vill ha en vy som visar vägg och hörnarmeringar. Speciellt hörnarmeringarna beskrivs bättre i en planvy än i en skärning. Då armeringar ska visas i en planvy lönar det sig att använda en konstruktionsplan eftersom denna vy ser också i djupet och tar även i beaktande, inom bestämda gränser, konstruktioner som finns bakom "skärplanet". Detta betyder att armeringen i alla led kommer att synas. (Balkan Architect, 2020)



Figur 40 Konstruktionsplan av en kontrollbrunn var armeringen syns

För att sedan få armeringen bra beskriven och visad behövs skärningar från två eller flera håll beroende på konstruktion. Samma skärningar som skapades vid modellerandet av armeringen kan användas till ritningarna. Vid behov kan skärningen flyttas ifall det anses nödvändigt. Skärningar vill man oftast ha som både armeringsritning och måttitning, därför

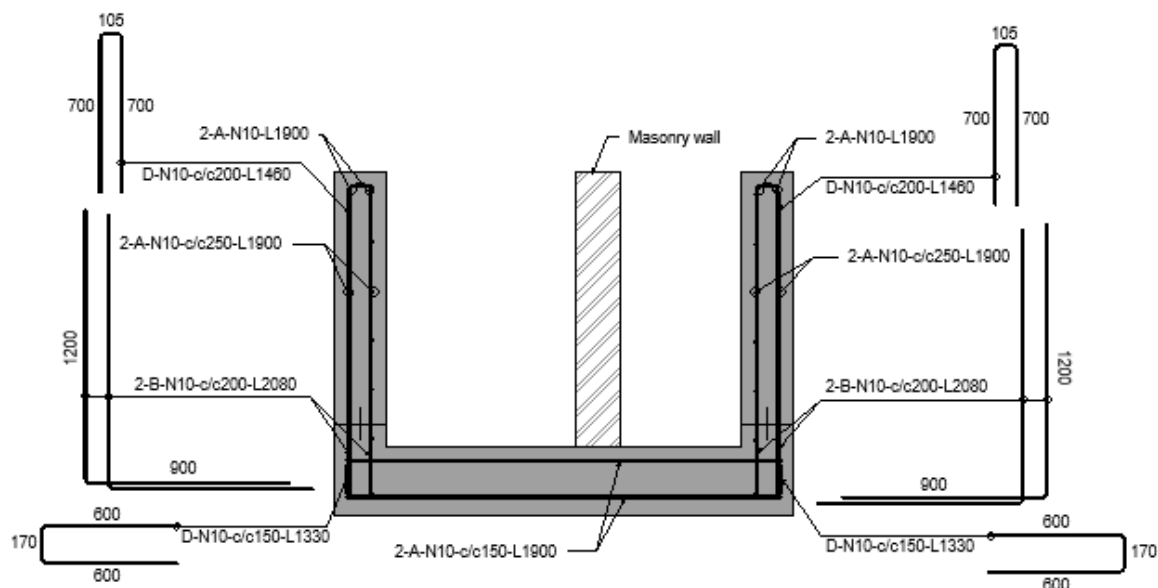
har Revit en funktion var man kan kopiera skärningar. I ena av de två likadana skärningarna lönar det sig att göra armeringen osynlig i och med att måttritningen inte kräver att armeringen är synlig och samtidigt blir ritningen klarare och snyggare. (Personlig kommunikation, Hiitola Timo, Ramboll, 2020)



Figur 41 Måttritning, A-A skärning av kontrollbrunn med två kamrar

5.4.2 Armeringsbeteckningar

Armeringsbeteckningar behövs för att kunna tyda armeringsritningarna och viktigt är att beteckningarna fås så enkla och tydliga som möjligt. För att förtydliga beteckningarna och markeringarna så har öppna cirklar använts för att hänvisa till armering som går vinkelrätt mot skärningen och pilar för armering som går längs med skärningen. Dessutom kopplas alla beteckningar och markeringar ihop med en bild för respektive armeringstyp. Själva beteckningen baserar sig på antal, bockningstyp, diameter, delning och total längd. Med dessa fem faktorer fås enkelt all information man behöver för att kunna armera konstruktionen i fråga.



Figur 42 A-A skärningens armeringsritning för kontrollbrunn med två kamrar

5.4.3 Att tänka på

Förutom att komma ihåg allt som ska vara med i en ritning så ska uppställningen av vyerna och annan information se bra ut. Det finns otaliga åsikter om hur en ritning ska se ut och i de flesta fall är alla åsikter lika rätt. Därför tas här upp några saker som tagits i beaktande vid tillverkningen av standardmodellernas ritningar.

Placeringen av vyerna är väldigt viktigt eftersom då vyerna är på samma höjd och exakt under varandra får man direkt ett bra intryck av ritningen. Förstås kan skärningar vara olika stora p.g.a. konstruktionernas dimensioner och en del vyer kan behöva vara större än andra, huvudsaken är ändå att vyerna inte placeras så som att de vore på högt insatta i ritningen och passats dit de bara ryms. Målet med en ritning är inte att få allt placerat på så litet utrymme som möjligt. Ifall en ritningsstorlek är för liten så väljer man en större. Man brukar även ha som princip att vyerna alltid ska lämna några centimeter från kanterna av den orsaken att kanterna är de som slits snabbast då ritningen är utprintad. (Personlig kommunikation, Holmqvist Nicklas, Ramboll, 2020)

Vyer som beskriver liknande saker ska sättas i samma skala. Ritningen ser mycket bättre ut ifall liknande och kopierade vyer kan sättas i samma skala, dessutom fås vyerna bättre placerade i ritningen när de är av samma storlek. Alla vyer ska också ha en rubrik och gärna även skalan nämnd. Även fast detta kan vara självklara saker så ser en vy bättre ut då det

står vad vyn beskriver, samtidigt minskar risken för missförstånd. (Personlig kommunikation, Hiitola Timo, Ramboll, 2020)

Textstorlekarna spelar även de stor roll. I en ritning finns tre textstorlekar: 2,5mm, 3,5mm och 5mm. 2,5mm används till texter som armeringsbeteckningar, armeringslängder samt eventuella andra texter som hör ihop med konstruktionerna i vyerna. 3,5mm text används till ritningens rubriker, skalor och den allmänna texten som är specifik för projektet. 5mm text används endast vid väldigt viktiga omständigheter som t.ex. ändringar av tidigare ritningsversioner. I standardmodellernas ritningar har 5mm textstorlek inte använts. (Personlig kommunikation, Holmqvist Nicklas, Ramboll, 2020)

Det enda som får komma längst till höger, ovanför namnrutan, på en ritning är den projektspecifika allmänna texten. Placeringen av tabeller ska vara logisk, klar och ifall man har flera tabeller får de gärna vara nära varandra. I standardmodellernas ritningar har tabellerna placerats till vänster om namnrutan. Intill tabellerna har även figurer på de använda bockningstyperna av armeringen placerats. Bockningstyperna kan även visas i armeringslistan men de har valts att visas skilt dels för i vissa fall skulle samma bockningstyper visas flera gånger i armeringslistan samt dels för att då bockningstyperna placeras skilt ut i ritningen fås de förstora så de syns bättre. (Personlig kommunikation, Hiitola Timo, Ramboll, 2020)

Små finslipningar som ännu gjorts på standardmodellernas ritningar är att bockningslängderna för var och en armeringstyp har nämnts skilt i samband med bilden intill armeringsbeteckningarna och markeringarna. Raka stänger har dock inte modellerats skilt ut bredvid beteckningarna eftersom deras längder går att läsa av beteckningarna och man förstår att stängerna är raka. Sedan har hela måttsträck valts att ha en textstorlek större än delade måttsträck. Detta lyfter fram samt ger en tydligare bild av de större måtten. Till sist har betongen i skärningarna fått en grå färgnyans samt murade konstruktioner avskilts med ett mönster motsvarande tegel. (Personlig kommunikation, Holmqvist Nicklas, Ramboll, 2020)

6 Resultat och egna reflektioner

Tekla Tedds beräkningsbotten baserar sig på eurokoder vilket betyder att då alla fält i beräkningsbotten fylls i så bra som möjligt, fås korrekta och pålitliga svar. Därtill hänvisas alla svar, koefficienter och formler till sina respektive eurokoder. Således antas resultaten av beräkningarna vara trovärdiga. Det lönar sig dock för en ovan användare av Tekla Tedds att prova fylla i lite olika värden i de beräkningsbotten man tänkt använda för att se hur de fungerar samt vad som händer. Det finns dessutom, till varje beräkningsbotten, introduktionsvideor som lönar sig att kolla på. Dessa videor ger en bra bild av beräkningsbotten och visar samtidigt vilka fält som finns och ska fyllas i.

Tekla Tedds kan dock bara räkna de belastningsfall som beräkningsbotten är gjorda för och variationen av belastningsfall är liten. Man klarar sig nog långt med det Tekla Tedds har att erbjuda men vid belastningsfall som t.ex. rörkanalens belastningsfall, var man tvungen att kombinera olika beräkningsbotten och belastningsfall för att få tillräckligt pålitliga svar på de faktorer man var ute efter. Vid kombination av beräkningsbotten ska man vara koncentrerad då man måste veta vilka resultat som man tar från vilken beräkning. Sedan då ett belastningsfall anpassas till ett beräkningsbotten så ska man hela tiden tänka logiskt i och med att svaren Tekla Tedds ger inte nödvändigtvis motsvarar verkligheten som t.ex. vid belastningsfallet då bränslebilen kör vid sidan om rörkanalen så glider inte kanalen iväg fast en stödvägg vid samma omständigheter gör det. Vid sådana här fall vore det bra ifall man i samband med val av resultatnivå även kunde välja vilka svar programmet ger ut i tabellerna eftersom ett "fail" som svar är inte snyggt samtidigt som någon som inte är insatt i beräkningarna kan börja fundera varför det är så.

Utgångsvärden man lade fram i börja av arbetet är i flera fall "värre" än i verkligheten för att vara på säkra sidan gällande standardlösningarnas hållbarhet. Belastningarna av en bränslebil antas vara samma som för en långträdare med massan 75 ton. Detta är en högre massa än vad bränslebilar i Finland får ha, dock har alla länder lite olika bestämmelser gällande laster för tunga fordon och man kan inte heller förutsäga till vilka länder de framtida projekten utförs. Däremot kan man säga att i Finland är massorna på de tunga fordonen i den övre kanten i förhållande till andra länder och samtidigt som konstruktionerna dimensioneras för en bränslebil med massan 75 ton antas konstruktionerna vara hållbara.

Man kan ännu tillägga att axellasten angavs som två punktlaster på en tre meters sträcka. I Tekla Tedds kan man inte sätta in laster i form av punktlaster så därför omvandlades

axellasten till en linjelast. Vid beräkningen av rörkanalens bottenplatta så valdes längden av plattan (och väggarna) till tre meter för att motsvara axellasten, detta är det enda sättet man i Tekla Tedds kan få hela axellasten beaktad inom rimliga mått. Bottenplattans marktryck kommer vid det här scenariot att bli en aning högre än i verkligheten eftersom den fortlöpande kanalen tar upp bränslebilens laster även utanför de tre metrar bränslebil direkt belastar rörkanalen på. Det bör också nämnas att axellasten anges som en statisk last och i verkligheten då bränslebilarna kör över kanalen är den verkliga lasten av bränslebil lägre. Sannolikheten att en bränslebil skulle stanna mitt på en rörkanal är väldigt liten men i och med att möjligheten ändå finns bör man räkna med det. För beräkningarnas del kan man säga att resultaten är hållbara då många faktorer valts till att vara ”på den säkra sidan” samtidigt som man beräknat att en bränslebil belastar konstruktionen i lite av ett extremfall.

En liten detalj i beräkningsbotten och i svaren som kan vara lite flummig är en faktor med namnet F.o.S (Factor of Safety). Normalt brukar utnyttjandegrader anges som ett värde av hur mycket den maximala kapaciteten belastas av något, detta gör även Tekla Tedds i fråga om armeringens utnyttjandegrad. Men i samband med analys av markens bärighet och konstruktionens stabilitet så används faktorn F.o.S. F.o.S beräknas nämligen genom att dividera den maximala kapaciteten med belastningen, detta leder till att alla svar, i motsats till utnyttjandegraden, över ett är hållbara och detta kan vara förvirrande ifall man inte känner till denna faktor.

Modelleringen av standardlösningarna är bara mekaniskt arbete och man behöver kunna behärska BIM-program för att få lösningarna rätt modellerade. Modelleringen kan göras på flera sätt men i Revit kunde vissa moment bara göras på särskilda vis för att få modellerna rätt modellerade. T.ex. modellerandet av armeringen samt tillverkande av materiallistor var viktiga att de gjordes rätt för att modellerna i slutändan fungerade som det var tänkt. Revit är ett program, som så många andra, som man bäst lär sig genom att använda. Revit har väldigt många olika små verktyg och funktioner som leder till att programmet är användbart på bred front. Vid tillverkande av standardmodellerna kommer man inte i kontakt med närapå alla Revits funktioner men nog de viktigaste. Funktioner som att kunna modellera, tillverka egna familjer, tillverka materiallistor och ritningar, använda olika vyer vid modellerandet samt förstå vyernas inställningar kan anses vara viktiga funktioner samt grunder till att fortsätta utveckla kunnandet av programmet.

Resultatet av modelleringen blev fungerande dynamiska standardmodeller med modellritningar för var och en modell. Dessa ritningar har färdigt de vyer man behöver till ritningarna för fundamenten och konstruktionerna och i framtida projekt kan man enkelt vid behov ändra på modellernas dimensioner samtidigt som vyerna uppdateras. Planerings- och ritnings processen för standardmodellerna har för snabbats då mycket jobb nu automatiserats. Mest jobb med ritningarna i framtiden kommer vara att passa in vyerna på ritningarna, sätta till projektspecifik information samt vid behov placera om armeringsbeteckningarna så de passar de nya dimensionerna av standardmodellerna.

För att ännu reflektera över vad Ramboll har för nytta av detta arbete och dess resultat kan man konstatera att företaget nu har ett verktyg till att för snabba planeringsprocesser i form av standardmodellerna med de automatiserade ritningarna.

Produkten kunden beställer är ritningar som ska vara korrekta, lättlästa samt välgjorda. Mellan planeringsbyråer uppstår därmed en tävling om vem som snabbast kan leverera det kunden önskar. Utveckling av denna typ kommer i framtiden att bli mer och mer vanlig eftersom planeringsprocesserna blir allt snabbare, t.ex. med detta utvecklingsarbete kan det arbete som tidigare gjordes på flera dagar nu göras på några timmar. Detta arbete är dock endast en del av ett projekts planeringsprocess men företaget har nu till förfogande en utvecklad planeringsprocess som kan vidareutvecklas samt fungera som grund till utvecklingsarbeten av liknande typ.

Med tanke på andra typer av projekt beställaren av dessa industriprojekt även är kund till så ger detta examensarbete Ramboll mycket kunskap gällande standardisering av fundament som i första hand kan användas i de andra projekten. Inom företaget har planer förts över att vidareutveckla planeringsprocesserna för denna beställares projekttyper baserat på detta examensarbete. (Personlig kommunikation, Holmqvist Nicklas, Ramboll, 2020)

Vidareutveckling av planeringsprocesser i form av ytterligare standardisering av fundament resulterar i att de första versionerna av olika ritningar snabbare fås fram. I och med detta får kunden snabbare ritningarna till hands och byggarbetet kommer snabbare i gång. I samband med att byggarbetet kommer i gång och framskrids brukar allt som oftast problem komma emot. Dessa problem leder ofta till att ritningar bör ändras och i värsta fall stannar byggarbetet upp då ritningarna uppdateras. Risken för att detta sker då fundament standardiseras i form av dynamiska modeller minskar avsevärt eftersom ändringar på ritningar för fundament som finns i form av standardmodeller görs mycket snabbt i

förhållande till nutida arbetsmetoder. En förändring som i dagens läge tar en arbetsdag kan i bästa fall göras på ett par timmar ifall ritningen görs med hjälp av dynamiska modeller vars ritningar uppdateras automatiskt. Detta leder i sin tur till att byggarbetet kan förlöpa utan några större avbrott.

I och med att Ramboll nu har kunskap i standardisering av fundament kan denna beställares industriprojekt mm. utvecklas i form av snabbare planeringsprocesser. Detta betyder att Ramboll i framtiden kan räkna bort en stor mängd planeringstimmar i offerter, projektens totala kostnader sänks och projekten slutförs snabbare. Ramboll kommer dessutom att ta utvecklingen av planeringsprocesser framåt samt befästa sin position som ett av de ledande planeringsföretagen internationellt sett.

7 Avslutning

Detta arbete har från första början varit ett bra avgränsat paket innehållande antaganden, beräkningar, modellering samt ritningsframställning med ett klart och tydligt mål. Arbetet har varit mycket lärorikt då man gått igenom en utvecklings- och standardiseringsprocess från början till slut. Arbetsmetoderna har varit många och varierande vilket resulterat i ett bredare kunnande samt en bredare syn inom ämnet och branschen. Därtill har kunskapen och förståelsen för programvaror som Tekla Tedds och Revit utvecklats till en högre nivå.

Arbetet har förlöpt enligt tidtabell och rentav till och med lite snabbare. Det har inte heller uppstått fördröjningar p.g.a. handledare och stödpersoner. Personer som varit i kontakt med det här arbetet har varit positivt inställda till det vilket gett motivation och intresse. Inga större problem har man gått till mötes då arbetsuppgifter med dess moment hela tiden varit klara och eventuella små problem och frågeställningar har lösts relativt fort.

Resultatet av hela arbetet motsvarade det mål man lade upp i början. Uppdragsgivaren var nöjd med det hela, såg möjligheter med standardmodellerna och de automatiserade ritningarna samt såg även utvecklingspotential av arbetet.

Avslutningsvis bör ett stort tack riktas åt arbetets handledare Timo Hiitola som varit en viktig stödperson under hela arbetets gång, Malin Emet som fungerat som stöd vid beräkningarna samt Nicklas Holmqvist och Oskar Lindström som båda bidragit med basinformation för arbetet samt åsikter och synpunkter.

8 Källförteckning

Autodesk, (2019), [Online], https://autodesk.blogs.com/between_the_lines/revit-history.html [Hämtat 24.08.2020]

Balkan Architect, (2020), [Online], <https://www.youtube.com/channel/UCapzEjUWYv7H4GtPQrgybTQ> [Youtubekanal], [Hämtat 04.11.2020]

Personlig kommunikation, Emet Malin, Ramboll 2020

Personlig kommunikation, Holmqvist Nicklas, Ramboll, 2020

Personlig kommunikation, Hiitola Timo, Ramboll, 2020

Personlig kommunikation, Lindström Oskar, Rambol, 2020

Ramboll, (2020), [Online], <https://fi.ramboll.com/> [Hämtat 11.08.2020]

RIL 144-2002: *Rakenteiden kuormitusohjeet*. Suomen rakennusinsinöörien liitto RIL r.y.

SFS-EN 1992-1-1: *Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu: Yleiset säännöt ja rakennuksien koskevat säännöt*. Suomen standardisoimisliitto SFS. + Nationell bilaga till standard SFS-EN 1992-1-1.

SFS-1997-1-1: *Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu, yleiset säännöt*. Suomen standardisoimisliitto SFS. + Nationell bilaga till standard SFS-EN 1997-1.

Tekla, (2020), [Online], <https://www.tekla.com/fi/tuotteet/tekla-tedds> [Hämtat 04.11.2020]

Trimble, (2020), [Online], <https://www.trimble.com/> [Hämtat 02.11.2020]

Bilaga 1 (10)-Beräkningar-Lastbil mitt på rörkanal

RETAINING WALL ANALYSIS

In accordance with EN1997-1:2004 incorporating Corrigendum dated February 2009 and the Finnish National Annex

Tedds calculation version 2.9.11

Analysis summary

Description	Unit	Capacity	Applied	F o S	Result
Sliding stability	kN/m	17	14.7	1.156	PASS
Overturning stability	kNm/m	30.1	8.8	3.408	PASS
Bearing pressure	kN/m ²	150	117.7	1.275	PASS

Design summary

Description	Unit	Provided	Required	Utilisation	Result
Stem p0 rear face - Flexural reinforcement	mm ² /m	392.7	325.1	0.83	PASS
Stem p0 - Shear resistance	kN/m	96.5	10.2	0.11	PASS
Base top face - Flexural reinforcement	mm ² /m	452.4	406.8	0.90	PASS
Base bottom face - Flexural reinforcement	mm ² /m	452.4	373.5	0.83	PASS
Base - Shear resistance	kN/m	106.3	43.0	0.40	PASS
Transverse stem reinforcement	mm ² /m	314.2	250.0	0.80	PASS
Transverse base reinforcement	mm ² /m	314.2	90.5	0.29	PASS

Retaining wall details

Stem type	Cantilever
Stem height	$h_{stem} = 1500$ mm
Stem thickness	$t_{stem} = 250$ mm
Angle to rear face of stem	$\alpha = 90$ deg
Stem density	$\gamma_{stem} = 25$ kN/m ³
Toe length	$l_{toe} = 1750$ mm
Base thickness	$t_{base} = 300$ mm
Base density	$\gamma_{base} = 25$ kN/m ³
Height of retained soil	$h_{ret} = 1500$ mm
Angle of soil surface	$\beta = 0$ deg
Depth of cover	$d_{cover} = 0$ mm

Retained soil properties

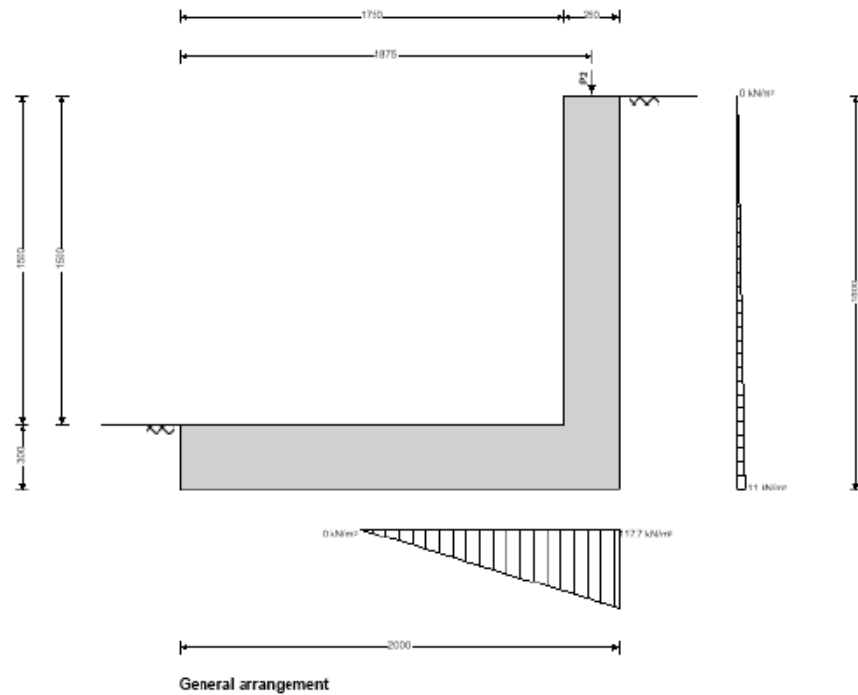
Soil type	Medium dense well graded sand and gravel
Moist density	$\gamma_{mr} = 21$ kN/m ³
Saturated density	$\gamma_{sr} = 22$ kN/m ³
Characteristic effective shear resistance angle	$\phi'_{r,k} = 30$ deg
Characteristic wall friction angle	$\delta_{r,k} = 15$ deg

Base soil properties

Soil type	Medium dense well graded sand and gravel
Soil density	$\gamma_b = 22$ kN/m ³
Characteristic effective shear resistance angle	$\phi'_{b,k} = 30$ deg
Characteristic wall friction angle	$\delta_{b,k} = 15$ deg
Characteristic base friction angle	$\delta_{bb,k} = 25$ deg
Presumed bearing capacity	$P_{bearing} = 150$ kN/m ²

Loading details

Vertical line load at 1875 mm	$P_{G1} = 10$ kN/m
Vertical line load at 1875 mm	$P_{G2} = 35$ kN/m



Calculate retaining wall geometry

Base length

$$l_{\text{base}} = l_{\text{loe}} + l_{\text{stem}} = 2000 \text{ mm}$$

Moist soil height

$$h_{\text{moist}} = h_{\text{soil}} = 1500 \text{ mm}$$

Retained surface length

$$l_{\text{sur}} = h_{\text{heel}} = 0 \text{ mm}$$

Effective height of wall

$$h_{\text{eff}} = h_{\text{base}} + d_{\text{cover}} + h_{\text{ret}} = 1800 \text{ mm}$$

Area of wall stem

$$A_{\text{stem}} = h_{\text{stem}} \times t_{\text{stem}} = 0.375 \text{ m}^2$$

- Distance to vertical component

$$x_{\text{stem}} = l_{\text{loe}} + l_{\text{stem}} / 2 = 1875 \text{ mm}$$

Area of wall base

$$A_{\text{base}} = l_{\text{base}} \times t_{\text{base}} = 0.6 \text{ m}^2$$

- Distance to vertical component

$$x_{\text{base}} = l_{\text{base}} / 2 = 1000 \text{ mm}$$

Using Coulomb theory

Active pressure coefficient

$$K_A = \frac{\sin(\alpha + \phi'_{r,k})^2}{(\sin(\alpha)^2 \times \sin(\alpha - \delta_{r,k}) \times [1 + \sqrt{[\sin(\phi'_{r,k} + \delta_{r,k}) \times \sin(\phi'_{r,k} - \beta)] / (\sin(\alpha - \delta_{r,k}) \times \sin(\alpha + \beta))}]^2)} = 0.301$$

Passive pressure coefficient

$$K_P = \frac{\sin(90 - \phi'_{b,k})^2}{(\sin(90 + \delta_{b,k}) \times [1 - \sqrt{[\sin(\phi'_{b,k} + \delta_{b,k}) \times \sin(\phi'_{b,k}) / (\sin(90 + \delta_{b,k}))]}]^2)} = 4.977$$

Bearing pressure check

Vertical forces on wall

Wall stem

$$F_{\text{stem}} = A_{\text{stem}} \times \gamma_{\text{stem}} = 9.4 \text{ kN/m}$$

Wall base

$$F_{\text{base}} = A_{\text{base}} \times \gamma_{\text{base}} = 15 \text{ kN/m}$$

Line loads

$$F_{P,y} = P_{Q1} + P_{Q2} = 45 \text{ kN/m}$$

Total

$$F_{\text{total},y} = F_{\text{stem}} + F_{\text{base}} + F_{P,y} = 69.4 \text{ kN/m}$$

Horizontal forces on wall	
Moist retained soil	$F_{\text{moist,h}} = K_A \times \cos(\delta_{r,k}) \times \gamma_{\text{mr}} \times h_{\text{em}}^2 / 2 = 9.9 \text{ kN/m}$
Base soil	$F_{\text{pass,h}} = -K_P \times \cos(\delta_{b,k}) \times \gamma_b \times (d_{\text{cover}} + h_{\text{base}})^2 / 2 = -4.8 \text{ kN/m}$
Total	$F_{\text{total,h}} = \max(F_{\text{moist,h}} + F_{\text{pass,h}} - F_{\text{total,v}} \times \tan(\delta_{b,k}), 0 \text{ kN/m}) = 0 \text{ kN/m}$
Moments on wall	
Wall stem	$M_{\text{stem}} = F_{\text{stem}} \times X_{\text{stem}} = 17.6 \text{ kNm/m}$
Wall base	$M_{\text{base}} = F_{\text{base}} \times X_{\text{base}} = 15 \text{ kNm/m}$
Line loads	$M_P = P_{G1} \times p_1 + P_{G2} \times p_2 = 84.4 \text{ kNm/m}$
Moist retained soil	$M_{\text{moist}} = -F_{\text{moist,h}} \times X_{\text{moist,h}} = -5.9 \text{ kNm/m}$
Base soil	$M_{\text{base}} = -F_{\text{pass,h}} \times X_{\text{pass,h}} = 0.5 \text{ kNm/m}$
Total	$M_{\text{total}} = M_{\text{stem}} + M_{\text{base}} + M_P + M_{\text{moist}} + M_{\text{base}} = 111.5 \text{ kNm/m}$
Check bearing pressure	
Distance to reaction	$\bar{X} = M_{\text{total}} / F_{\text{total,v}} = 1607 \text{ mm}$
Eccentricity of reaction	$e = \bar{X} - l_{\text{base}} / 2 = 607 \text{ mm}$
Loaded length of base	$l_{\text{load}} = 3 \times (l_{\text{base}} - \bar{X}) = 1179 \text{ mm}$
Bearing pressure at toe	$q_{\text{toe}} = 0 \text{ kN/m}^2$
Bearing pressure at heel	$q_{\text{heel}} = 2 \times F_{\text{total,v}} / l_{\text{load}} = 117.7 \text{ kN/m}^2$
Factor of safety	$FoS_{\text{bp}} = P_{\text{bearing}} / \max(q_{\text{toe}}, q_{\text{heel}}) = 1.275$
PASS - Allowable bearing pressure exceeds maximum applied bearing pressure	
Design approach 2	
Partial factors on actions - Table A.3 - Combination 1 (Eq.6.10a)	
Partial factor set	A1
Permanent unfavourable action	$\gamma_G = 1.35$
Permanent favourable action	$\gamma_{Gr} = 0.90$
Variable unfavourable action	$\gamma_Q = 0.00$
Variable favourable action	$\gamma_{Qr} = 0.00$
Reliability factor	$K_{r1} = 1.10$
Partial factors for soil parameters – Table A.4 - Combination 1	
Soil parameter set	M1
Angle of shearing resistance	$\gamma_\psi = 1.00$
Effective cohesion	$\gamma_c = 1.00$
Weight density	$\gamma_r = 1.00$
Library item Partial factors output	
Partial resistance factors for retaining structures – Table A.13 - Combination 1	
Resistance parameter set	R2
Bearing capacity	$\gamma_{Rv} = 1.55$
Sliding resistance	$\gamma_{Rh} = 1.10$
Retained soil properties	
Design moist density	$\gamma_{mr}' = \gamma_{mr} / \gamma_r = 21 \text{ kN/m}^3$
Design saturated density	$\gamma_{sr}' = \gamma_{sr} / \gamma_r = 22 \text{ kN/m}^3$
Design effective shear resistance angle	$\phi_{r,d}' = \text{atan}(\tan(\phi_{r,k}') / \gamma_\psi) = 30 \text{ deg}$
Design wall friction angle	$\delta_{r,d} = \text{atan}(\tan(\delta_{r,k}) / \gamma_\psi) = 15 \text{ deg}$
Base soil properties	
Design soil density	$\gamma_b' = \gamma_b / \gamma_r = 22 \text{ kN/m}^3$

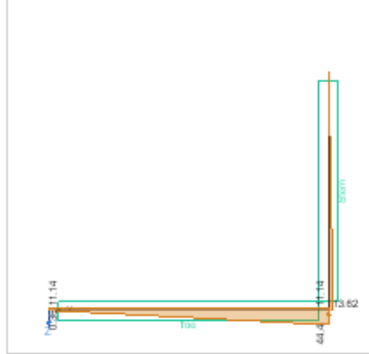
Design effective shear resistance angle	$\phi'_{b,d} = \text{atan}(\tan(\phi'_{b,k}) / \gamma_v) = 30 \text{ deg}$
Design wall friction angle	$\delta_{b,d} = \text{atan}(\tan(\delta_{b,k}) / \gamma_v) = 15 \text{ deg}$
Design base friction angle	$\delta_{bb,d} = \text{atan}(\tan(\delta_{bb,k}) / \gamma_v) = 25 \text{ deg}$
Design effective cohesion	$c'_{b,d} = c'_{b,k} / \gamma_c = 0 \text{ kN/m}^2$
Using Coulomb theory	
Active pressure coefficient	$K_A = \sin(\alpha + \phi'_{r,d}) / (\sin(\alpha)^2 \times \sin(\alpha - \delta_{r,d}) \times [1 + \sqrt{[\sin(\phi'_{r,d} + \delta_{r,d}) \times \sin(\phi'_{r,d} - \beta) / (\sin(\alpha - \delta_{r,d}) \times \sin(\alpha + \beta))]}]) = 0.301$
Passive pressure coefficient	$K_P = \sin(90 - \phi'_{b,d})^2 / (\sin(90 + \delta_{b,d}) \times [1 - \sqrt{[\sin(\phi'_{b,d} + \delta_{b,d}) \times \sin(\phi'_{b,d}) / (\sin(90 + \delta_{b,d}))]}]) = 4.977$
Sliding check	
Vertical forces on wall	
Wall stem	$F_{stem} = \gamma_{Gr} \times A_{stem} \times \gamma_{stem} = 8.4 \text{ kN/m}$
Wall base	$F_{base} = \gamma_{Gr} \times A_{base} \times \gamma_{base} = 13.5 \text{ kN/m}$
Line loads	$F_{P,V} = \gamma_{Gr} \times P_{G1} + \gamma_{Gr} \times P_{Q2} = 9 \text{ kN/m}$
Total	$F_{total,V} = F_{stem} + F_{base} + F_{P,V} = 30.9 \text{ kN/m}$
Horizontal forces on wall	
Moist retained soil	$F_{moist,h} = \gamma_G \times K_{F1} \times K_A \times \cos(\delta_{r,d}) \times \gamma_{mr}' \times h_{em}^2 / 2 = 14.7 \text{ kN/m}$
Total	$F_{total,h} = F_{moist,h} = 14.7 \text{ kN/m}$
Check stability against sliding	
Base soil resistance	$F_{exc,h} = \gamma_{Gr} \times K_P \times \cos(\delta_{b,d}) \times \gamma_b' \times (h_{pass} + h_{base})^2 / 2 = 4.3 \text{ kN/m}$
Base friction	$F_{friction} = F_{total,V} \times \tan(\delta_{bb,d}) = 14.4 \text{ kN/m}$
Resistance to sliding	$F_{rest} = (F_{exc,h} + F_{friction}) / \gamma_{Rh} = 17 \text{ kN/m}$
Factor of safety	$FO_{Sl} = F_{rest} / F_{total,h} = 1.156$ <i>PASS - Resistance to sliding is greater than sliding force</i>
Overturning check	
Vertical forces on wall	
Wall stem	$F_{stem} = \gamma_{Gr} \times A_{stem} \times \gamma_{stem} = 8.4 \text{ kN/m}$
Wall base	$F_{base} = \gamma_{Gr} \times A_{base} \times \gamma_{base} = 13.5 \text{ kN/m}$
Line loads	$F_{P,V} = \gamma_{Gr} \times P_{G1} + \gamma_{Gr} \times P_{Q2} = 9 \text{ kN/m}$
Total	$F_{total,V} = F_{stem} + F_{base} + F_{P,V} = 30.9 \text{ kN/m}$
Horizontal forces on wall	
Moist retained soil	$F_{moist,h} = \gamma_G \times K_{F1} \times K_A \times \cos(\delta_{r,d}) \times \gamma_{mr}' \times h_{em}^2 / 2 = 14.7 \text{ kN/m}$
Base soil	$F_{exc,h} = -\gamma_{Gr} \times K_P \times \cos(\delta_{b,d}) \times \gamma_b' \times (h_{pass} + h_{base})^2 / 2 = -4.3 \text{ kN/m}$
Total	$F_{total,h} = F_{moist,h} + F_{exc,h} = 10.4 \text{ kN/m}$
Overturning moments on wall	
Moist retained soil	$M_{moist,OT} = F_{moist,h} \times X_{moist,h} = 8.8 \text{ kNm/m}$
Total	$M_{total,OT} = M_{moist,OT} = 8.8 \text{ kNm/m}$
Restoring moments on wall	
Wall stem	$M_{stem,R} = F_{stem} \times X_{stem} = 15.8 \text{ kNm/m}$
Wall base	$M_{base,R} = F_{base} \times X_{base} = 13.5 \text{ kNm/m}$
Line loads	$M_{P,R} = \text{abs}(\gamma_{Gr} \times P_{G1}) \times p_1 + \text{abs}(\gamma_{Gr} \times P_{Q2}) \times p_2 = 16.9 \text{ kNm/m}$
Base soil	$M_{exc,R} = -F_{exc,h} \times X_{exc,h} = 0.4 \text{ kNm/m}$
Total	$M_{total,R} = (M_{stem,R} + M_{base,R} + M_{P,R} + M_{exc,R}) / \gamma_{Rv} = 30.1 \text{ kNm/m}$

Check stability against overturning	
Factor of safety	$FoS_{OT} = M_{Total,R} / M_{Total,OT} = 3.408$
PASS - Maximum restoring moment is greater than overturning moment	
Design approach 2	
Partial factors on actions - Table A.3 - Combination 2 (Eq.6.10b)	
Partial factor set	A1
Permanent unfavourable action	$\gamma_{ps} = 1.35$
Permanent favourable action	$\gamma_{Gr} = 0.90$
Variable unfavourable action	$\gamma_{qs} = 1.50$
Variable favourable action	$\gamma_{Gr} = 0.00$
Permanent action factor - Table A2.4(B)	$\xi = 0.85$
Reliability factor	$K_{F1} = 1.10$
Partial factors for soil parameters – Table A.4 - Combination 2	
Soil parameter set	M1
Angle of shearing resistance	$\gamma_{\psi} = 1.00$
Effective cohesion	$\gamma_c = 1.00$
Weight density	$\gamma_r = 1.00$
Library item Partial factors output	
Partial resistance factors for retaining structures – Table A.13 - Combination 2	
Resistance parameter set	R2
Bearing capacity	$\gamma_{Rv} = 1.55$
Sliding resistance	$\gamma_{Rh} = 1.10$
Retained soil properties	
Design moist density	$\gamma_{mr}^d = \gamma_{mr} / \gamma_r = 21 \text{ kN/m}^3$
Design saturated density	$\gamma_{sr}^d = \gamma_{sr} / \gamma_r = 22 \text{ kN/m}^3$
Design effective shear resistance angle	$\phi_{r,d}^d = \text{atan}(\tan(\phi_{r,s}^d) / \gamma_{\psi}) = 30 \text{ deg}$
Design wall friction angle	$\delta_{r,d}^d = \text{atan}(\tan(\delta_{r,s}^d) / \gamma_{\psi}) = 15 \text{ deg}$
Base soil properties	
Design soil density	$\gamma_b^d = \gamma_b / \gamma_r = 22 \text{ kN/m}^3$
Design effective shear resistance angle	$\phi_{b,d}^d = \text{atan}(\tan(\phi_{b,s}^d) / \gamma_{\psi}) = 30 \text{ deg}$
Design wall friction angle	$\delta_{b,d}^d = \text{atan}(\tan(\delta_{b,s}^d) / \gamma_{\psi}) = 15 \text{ deg}$
Design base friction angle	$\delta_{bb,d}^d = \text{atan}(\tan(\delta_{bb,s}^d) / \gamma_{\psi}) = 25 \text{ deg}$
Design effective cohesion	$C_{b,d}^d = C_{b,s}^d / \gamma_c = 0 \text{ kN/m}^2$
Using Coulomb theory	
Active pressure coefficient	$K_A = \sin(\alpha + \phi_{r,d}^d)^2 / (\sin(\alpha)^2 \times \sin(\alpha - \delta_{r,d}^d) \times [1 + \sqrt{(\sin(\phi_{r,d}^d + \delta_{r,d}^d) \times \sin(\phi_{r,d}^d - \beta) / (\sin(\alpha - \delta_{r,d}^d) \times \sin(\alpha + \beta)))]^2) = 0.301$
Passive pressure coefficient	$K_P = \sin(90 - \phi_{b,d}^d)^2 / (\sin(90 + \delta_{b,d}^d) \times [1 - \sqrt{(\sin(\phi_{b,d}^d + \delta_{b,d}^d) \times \sin(\phi_{b,d}^d) / (\sin(90 + \delta_{b,d}^d)))]^2) = 4.977$
Sliding check	
Vertical forces on wall	
Wall stem	$F_{stem} = \gamma_{Gr} \times A_{stem} \times \gamma_{stem} = 8.4 \text{ kN/m}$
Wall base	$F_{base} = \gamma_{Gr} \times A_{base} \times \gamma_{base} = 13.5 \text{ kN/m}$
Line loads	$F_{P,v} = \gamma_{Gr} \times P_{G1} + \gamma_{Gr} \times P_{Q2} = 9 \text{ kN/m}$

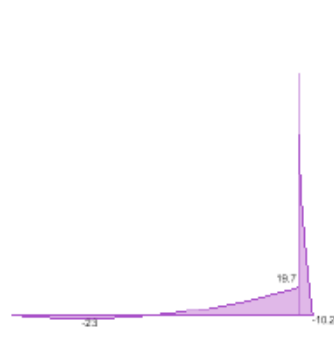
Total	$F_{total,v} = F_{stem} + F_{base} + F_{P,v} = 30.9 \text{ kN/m}$
Horizontal forces on wall	
Moist retained soil	$F_{moist,h} = \gamma_G \times \xi \times K_{F1} \times K_A \times \cos(\delta_{r,d}) \times \gamma_{mr} \times h_{em}^2 / 2 = 12.5 \text{ kN/m}$
Total	$F_{total,h} = F_{moist,h} = 12.5 \text{ kN/m}$
Check stability against sliding	
Base soil resistance	$F_{exc,h} = \gamma_{Gr} \times K_P \times \cos(\delta_{b,d}) \times \gamma_b' \times (h_{base} + h_{base})^2 / 2 = 4.3 \text{ kN/m}$
Base friction	$F_{friction} = F_{total,v} \times \tan(\delta_{b,d}) = 14.4 \text{ kN/m}$
Resistance to sliding	$F_{rest} = (F_{exc,h} + F_{friction}) / \gamma_{Rh} = 17 \text{ kN/m}$
Factor of safety	$FOS_{sl} = F_{rest} / F_{total,h} = 1.36$ <i>PASS - Resistance to sliding is greater than sliding force</i>
Overturning check	
Vertical forces on wall	
Wall stem	$F_{stem} = \gamma_{Gr} \times A_{stem} \times \gamma_{stem} = 8.4 \text{ kN/m}$
Wall base	$F_{base} = \gamma_{Gr} \times A_{base} \times \gamma_{base} = 13.5 \text{ kN/m}$
Line loads	$F_{P,v} = \gamma_{Gr} \times P_{G1} + \gamma_{Gr} \times P_{Q2} = 9 \text{ kN/m}$
Total	$F_{total,v} = F_{stem} + F_{base} + F_{P,v} = 30.9 \text{ kN/m}$
Horizontal forces on wall	
Moist retained soil	$F_{moist,h} = \gamma_G \times \xi \times K_{F1} \times K_A \times \cos(\delta_{r,d}) \times \gamma_{mr} \times h_{em}^2 / 2 = 12.5 \text{ kN/m}$
Base soil	$F_{exc,h} = -\gamma_{Gr} \times K_P \times \cos(\delta_{b,d}) \times \gamma_b' \times (h_{base} + h_{base})^2 / 2 = -4.3 \text{ kN/m}$
Total	$F_{total,h} = F_{moist,h} + F_{exc,h} = 8.2 \text{ kN/m}$
Overturning moments on wall	
Moist retained soil	$M_{moist,OT} = F_{moist,h} \times X_{moist,h} = 7.5 \text{ kNm/m}$
Total	$M_{total,OT} = M_{moist,OT} = 7.5 \text{ kNm/m}$
Restoring moments on wall	
Wall stem	$M_{stem,R} = F_{stem} \times X_{stem} = 15.8 \text{ kNm/m}$
Wall base	$M_{base,R} = F_{base} \times X_{base} = 13.5 \text{ kNm/m}$
Line loads	$M_{P,R} = \text{abs}(\gamma_{Gr} \times P_{G1}) \times p_1 + \text{abs}(\gamma_{Gr} \times P_{Q2}) \times p_2 = 16.9 \text{ kNm/m}$
Base soil	$M_{exc,R} = -F_{exc,h} \times X_{exc,h} = 0.4 \text{ kNm/m}$
Total	$M_{total,R} = (M_{stem,R} + M_{base,R} + M_{P,R} + M_{exc,R}) / \gamma_{Rv} = 30.1 \text{ kNm/m}$
Check stability against overturning	
Factor of safety	$FOS_{ot} = M_{total,R} / M_{total,OT} = 4.01$ <i>PASS - Maximum restoring moment is greater than overturning moment</i>
RETAINING WALL DESIGN	
In accordance with EN1992-1-1:2004 incorporating Corrigendum dated January 2008 and the Finnish National Annex	
Tedds calculation version 2.9.11	
Concrete details - Table 3.1 - Strength and deformation characteristics for concrete	
Concrete strength class	C25/30
Characteristic compressive cylinder strength	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Characteristic compressive cube strength	$f_{ck,cube} = 30 \text{ N/mm}^2$
Mean value of compressive cylinder strength	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2 = 33 \text{ N/mm}^2$
Mean value of axial tensile strength	$f_{ctm} = 0.3 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 2.6 \text{ N/mm}^2$
5% fractile of axial tensile strength	$f_{ctk,0.05} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.8 \text{ N/mm}^2$

Secant modulus of elasticity of concrete	$E_{cm} = 22 \text{ kN/mm}^2 \times (f_{cm} / 10 \text{ N/mm}^2)^{0.3} = 31476 \text{ N/mm}^2$
Partial factor for concrete - Table 2.1N	$\gamma_c = 1.50$
Compressive strength coefficient - cl.3.1.6(1)	$\alpha_{cc} = 0.85$
Design compressive concrete strength - exp.3.15	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 14.2 \text{ N/mm}^2$
Maximum aggregate size	$h_{agg} = 32 \text{ mm}$
Ultimate strain - Table 3.1	$\epsilon_{cu2} = 0.0035$
Shortening strain - Table 3.1	$\epsilon_{cu3} = 0.0035$
Effective compression zone height factor	$\lambda = 0.80$
Effective strength factor	$\eta = 1.00$
Bending coefficient k_1	$K_1 = 0.44$
Bending coefficient k_2	$K_2 = 1.25 \times (0.6 + 0.0014/\epsilon_{cu2}) = 1.25$
Bending coefficient k_3	$K_3 = 0.54$
Bending coefficient k_4	$K_4 = 1.25 \times (0.6 + 0.0014/\epsilon_{cu2}) = 1.25$
Reinforcement details	
Characteristic yield strength of reinforcement	$f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$
Modulus of elasticity of reinforcement	$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$
Partial factor for reinforcing steel - Table 2.1N	$\gamma_s = 1.15$
Design yield strength of reinforcement	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 348 \text{ N/mm}^2$
Cover to reinforcement	
Front face of stem	$c_{sr} = 50 \text{ mm}$
Rear face of stem	$c_{sr} = 50 \text{ mm}$
Top face of base	$c_{ot} = 50 \text{ mm}$
Bottom face of base	$c_{ob} = 70 \text{ mm}$

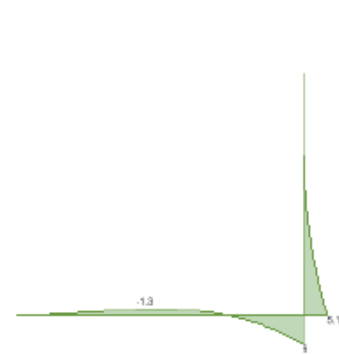
Loading details - Combination No.1 - MN/m

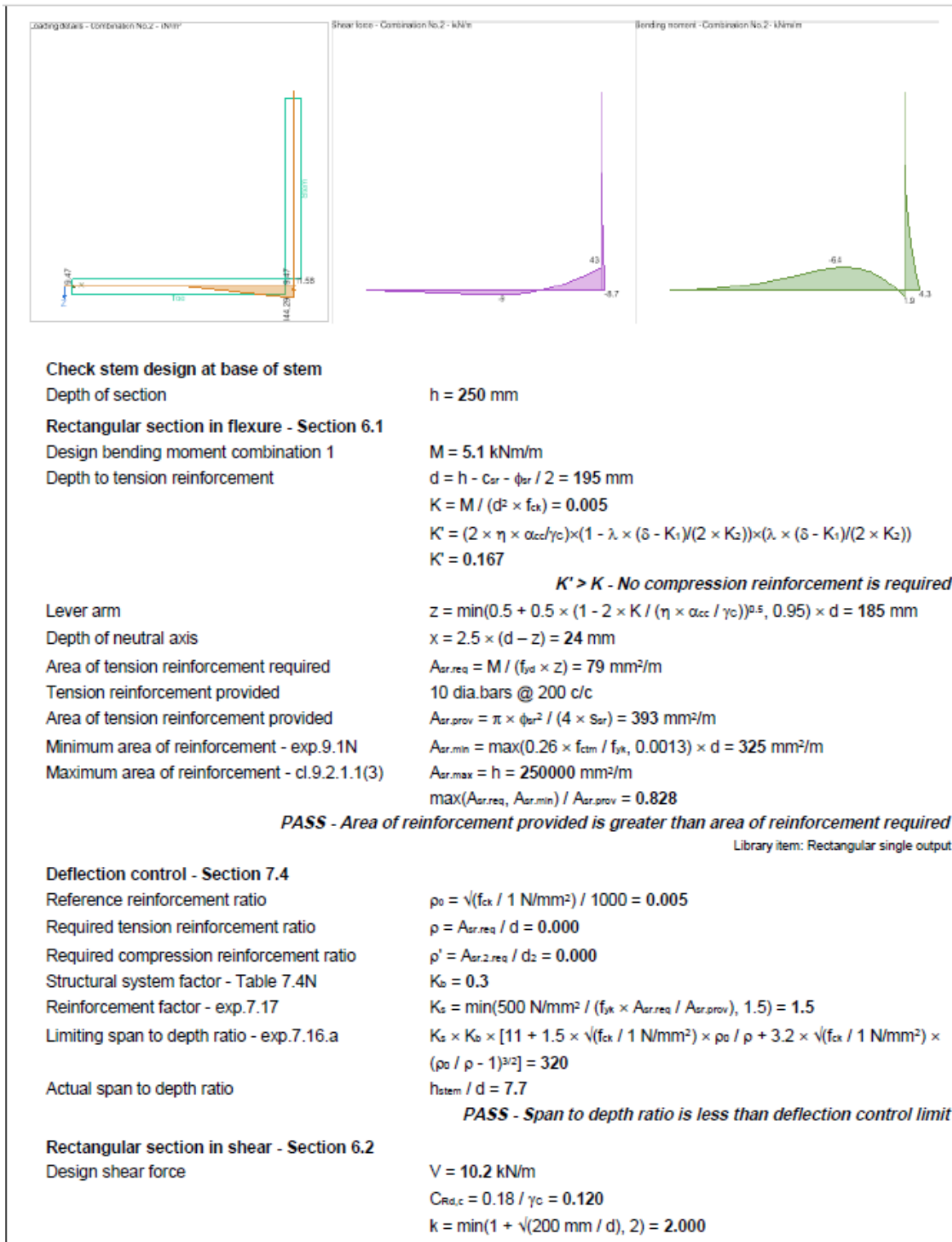


Shear force - Combination No.1 - MN/m



Bending moment - Combination No.1 - MN/m





Longitudinal reinforcement ratio	$\rho_l = \min(A_{sr,prov} / d, 0.02) = 0.002$
	$V_{min} = 0.035 \text{ N}^{1/2}/\text{mm} \times k^{3/2} \times f_{ck}^{0.5} = 0.495 \text{ N}/\text{mm}^2$
Design shear resistance - exp.6.2a & 6.2b	$V_{Rd,c} = \max(C_{Rd,c} \times k \times (100 \text{ N}^2/\text{mm}^4 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3}, V_{min}) \times d$ $V_{Rd,c} = 96.5 \text{ kN}/\text{m}$ $V / V_{Rd,c} = 0.106$
PASS - Design shear resistance exceeds design shear force	
Horizontal reinforcement parallel to face of stem - Section 9.6	
Minimum area of reinforcement – cl.9.6.3(1)	$A_{sx,req} = \max(0.25 \times A_{sr,prov}, 0.001 \times t_{stem}) = 250 \text{ mm}^2/\text{m}$
Maximum spacing of reinforcement – cl.9.6.3(2)	$S_{sx,max} = 400 \text{ mm}$
Transverse reinforcement provided	10 dia.bars @ 250 c/c
Area of transverse reinforcement provided	$A_{sx,prov} = \pi \times \phi_{sx}^2 / (4 \times S_{sx}) = 314 \text{ mm}^2/\text{m}$
PASS - Area of reinforcement provided is greater than area of reinforcement required	
Check base design at toe	
Depth of section	$h = 300 \text{ mm}$
Rectangular section in flexure - Section 6.1	
Design bending moment combination 1	$M = 6 \text{ kNm}/\text{m}$
Depth to tension reinforcement	$d = h - C_{bb} - \phi_{bb} / 2 = 224 \text{ mm}$ $K = M / (d^2 \times f_{ck}) = 0.005$ $K' = (2 \times \eta \times \alpha_{cc} / \gamma_c) \times (1 - \lambda \times (\delta - K_1) / (2 \times K_2)) \times (\lambda \times (\delta - K_1) / (2 \times K_2))$ $K' = 0.167$
K' > K - No compression reinforcement is required	
Lever arm	$z = \min(0.5 + 0.5 \times (1 - 2 \times K / (\eta \times \alpha_{cc} / \gamma_c))^{0.5}, 0.95) \times d = 213 \text{ mm}$
Depth of neutral axis	$x = 2.5 \times (d - z) = 28 \text{ mm}$
Area of tension reinforcement required	$A_{bb,req} = M / (f_{yd} \times z) = 81 \text{ mm}^2/\text{m}$
Tension reinforcement provided	12 dia.bars @ 250 c/c
Area of tension reinforcement provided	$A_{bb,prov} = \pi \times \phi_{bb}^2 / (4 \times S_{bb}) = 452 \text{ mm}^2/\text{m}$
Minimum area of reinforcement - exp.9.1N	$A_{bb,min} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times d = 373 \text{ mm}^2/\text{m}$
Maximum area of reinforcement - cl.9.2.1.1(3)	$A_{bb,max} = h = 300000 \text{ mm}^2/\text{m}$ $\max(A_{bb,req}, A_{bb,min}) / A_{bb,prov} = 0.826$
PASS - Area of reinforcement provided is greater than area of reinforcement required	
<small>Library item: Rectangular single output</small>	
Rectangular section in shear - Section 6.2	
Design shear force	$V = 43 \text{ kN}/\text{m}$ $C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.120$ $k = \min(1 + \sqrt{(200 \text{ mm} / d)}, 2) = 1.945$
Longitudinal reinforcement ratio	$\rho_l = \min(A_{bb,prov} / d, 0.02) = 0.002$
	$V_{min} = 0.035 \text{ N}^{1/2}/\text{mm} \times k^{3/2} \times f_{ck}^{0.5} = 0.475 \text{ N}/\text{mm}^2$
Design shear resistance - exp.6.2a & 6.2b	$V_{Rd,c} = \max(C_{Rd,c} \times k \times (100 \text{ N}^2/\text{mm}^4 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3}, V_{min}) \times d$ $V_{Rd,c} = 106.3 \text{ kN}/\text{m}$ $V / V_{Rd,c} = 0.405$
PASS - Design shear resistance exceeds design shear force	
Check base design at toe	
Depth of section	$h = 300 \text{ mm}$
Rectangular section in flexure - Section 6.1	
Design bending moment combination 2	$M = 6.4 \text{ kNm}/\text{m}$

Depth to tension reinforcement	$d = h - C_{ot} - \phi_{bt} / 2 = 244 \text{ mm}$ $K = M / (d^2 \times f_{ck}) = 0.004$ $K' = (2 \times \eta \times \alpha_{cc} / \gamma_c) \times (1 - \lambda \times (\delta - K_1) / (2 \times K_2)) \times (\lambda \times (\delta - K_1) / (2 \times K_2))$ $K' = 0.167$ <p style="text-align: right;">$K' > K$ - No compression reinforcement is required</p>
Lever arm	$z = \min(0.5 + 0.5 \times (1 - 2 \times K / (\eta \times \alpha_{cc} / \gamma_c))^{0.5}, 0.95) \times d = 232 \text{ mm}$
Depth of neutral axis	$x = 2.5 \times (d - z) = 31 \text{ mm}$
Area of tension reinforcement required	$A_{bt,req} = M / (f_{yd} \times z) = 80 \text{ mm}^2/\text{m}$
Tension reinforcement provided	12 dia.bars @ 250 c/c
Area of tension reinforcement provided	$A_{bt,prov} = \pi \times \phi_{bt}^2 / (4 \times S_{bt}) = 452 \text{ mm}^2/\text{m}$
Minimum area of reinforcement - exp.9.1N	$A_{bt,min} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times d = 407 \text{ mm}^2/\text{m}$
Maximum area of reinforcement - cl.9.2.1.1(3)	$A_{bt,max} = h = 300000 \text{ mm}^2/\text{m}$ $\max(A_{bt,req}, A_{bt,min}) / A_{bt,prov} = 0.899$
PASS - Area of reinforcement provided is greater than area of reinforcement required	
Library item: Rectangular single output	
Secondary transverse reinforcement to base - Section 9.3	
Minimum area of reinforcement – cl.9.3.1.1(2)	$A_{bt,req} = 0.2 \times A_{bt,prov} = 90 \text{ mm}^2/\text{m}$
Maximum spacing of reinforcement – cl.9.3.1.1(3)	$S_{bt,max} = 600 \text{ mm}$
Transverse reinforcement provided	10 dia.bars @ 250 c/c
Area of transverse reinforcement provided	$A_{bt,prov} = \pi \times \phi_{bt}^2 / (4 \times S_{bt}) = 314 \text{ mm}^2/\text{m}$
PASS - Area of reinforcement provided is greater than area of reinforcement required	
Reinforcement details	

Bilaga 2 (11)-Beräkningar-Lastbil vid sidan om rörkanal

RETAINING WALL ANALYSIS

In accordance with EN1997-1:2004 incorporating Corrigendum dated February 2009 and the Finnish National Annex

Tedds calculation version 2.9.11

Analysis summary

Description	Unit	Capacity	Applied	F o S	Result
Sliding stability	kN/m	17	20.3	0.838	FAIL
Overtuning stability	kNm/m	30.1	14.5	2.074	PASS
Bearing pressure	kN/m ²	150	28	5.348	PASS

Design summary

Description	Unit	Provided	Required	Utilisation	Result
Stem p0 rear face - Flexural reinforcement	mm ² /m	392.7	325.1	0.83	PASS
Stem p0 - Shear resistance	kN/m	96.5	15.2	0.16	PASS
Base top face - Flexural reinforcement	mm ² /m	452.4	406.8	0.90	PASS
Base bottom face - Flexural reinforcement	mm ² /m	452.4	373.5	0.83	PASS
Base - Shear resistance	kN/m	106.3	19.7	0.18	PASS
Transverse stem reinforcement	mm ² /m	314.2	250.0	0.80	PASS
Transverse base reinforcement	mm ² /m	314.2	90.5	0.29	PASS

Retaining wall details

Stem type	Cantilever
Stem height	$h_{stem} = 1500$ mm
Stem thickness	$t_{stem} = 250$ mm
Angle to rear face of stem	$\alpha = 90$ deg
Stem density	$\gamma_{stem} = 25$ kN/m ³
Toe length	$l_{toe} = 1750$ mm
Base thickness	$t_{base} = 300$ mm
Base density	$\gamma_{base} = 25$ kN/m ³
Height of retained soil	$h_{ret} = 1500$ mm
Angle of soil surface	$\beta = 0$ deg
Depth of cover	$d_{cover} = 0$ mm

Retained soil properties

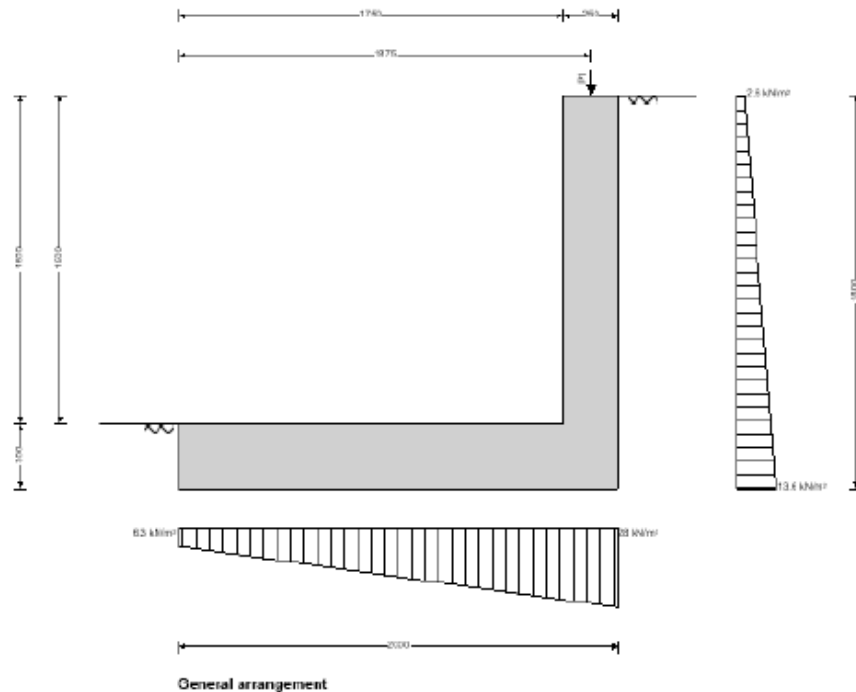
Soil type	Medium dense well graded sand and gravel
Moist density	$\gamma_{mr} = 21$ kN/m ³
Saturated density	$\gamma_{sr} = 23$ kN/m ³
Characteristic effective shear resistance angle	$\phi'_{r,k} = 30$ deg
Characteristic wall friction angle	$\delta_{r,k} = 15$ deg

Base soil properties

Soil type	Medium dense well graded sand and gravel
Soil density	$\gamma_b = 22$ kN/m ³
Characteristic effective shear resistance angle	$\phi'_{b,k} = 30$ deg
Characteristic wall friction angle	$\delta_{b,k} = 15$ deg
Characteristic base friction angle	$\delta_{bb,k} = 25$ deg
Presumed bearing capacity	$P_{bearing} = 150$ kN/m ²

Loading details

Variable surcharge load	Surcharge ₀ = 9 kN/m ²
Vertical line load at 1875 mm	$P_{G1} = 10$ kN/m



Calculate retaining wall geometry

Base length

$$l_{\text{base}} = l_{\text{toe}} + l_{\text{stem}} = 2000 \text{ mm}$$

Moist soil height

$$h_{\text{moist}} = h_{\text{soil}} = 1500 \text{ mm}$$

Length of surcharge load

$$l_{\text{sur}} = l_{\text{heel}} = 0 \text{ mm}$$

- Distance to vertical component

$$x_{\text{sur}_v} = l_{\text{base}} - l_{\text{heel}} / 2 = 2000 \text{ mm}$$

Effective height of wall

$$h_{\text{eff}} = h_{\text{base}} + d_{\text{cover}} + h_{\text{ret}} = 1800 \text{ mm}$$

- Distance to horizontal component

$$x_{\text{sur}_h} = h_{\text{eff}} / 2 = 900 \text{ mm}$$

Area of wall stem

$$A_{\text{stem}} = h_{\text{stem}} \times t_{\text{stem}} = 0.375 \text{ m}^2$$

- Distance to vertical component

$$x_{\text{stem}} = l_{\text{toe}} + t_{\text{stem}} / 2 = 1875 \text{ mm}$$

Area of wall base

$$A_{\text{base}} = l_{\text{base}} \times t_{\text{base}} = 0.6 \text{ m}^2$$

- Distance to vertical component

$$x_{\text{base}} = l_{\text{base}} / 2 = 1000 \text{ mm}$$

Using Coulomb theory

Active pressure coefficient

$$K_A = \frac{\sin(\alpha + \phi'_{r,k})^2}{(\sin(\alpha)^2 \times \sin(\alpha - \delta_{r,k}) \times [1 + \sqrt{(\sin(\phi'_{r,k} + \delta_{r,k}) \times \sin(\phi'_{r,k} - \beta) / (\sin(\alpha - \delta_{r,k}) \times \sin(\alpha + \beta))}]^2)} = 0.301$$

Passive pressure coefficient

$$K_P = \frac{\sin(90 - \phi'_{b,k})^2}{(\sin(90 + \delta_{b,k}) \times [1 - \sqrt{(\sin(\phi'_{b,k} + \delta_{b,k}) \times \sin(\phi'_{b,k}) / (\sin(90 + \delta_{b,k}))}]^2)} = 4.977$$

Bearing pressure check

Vertical forces on wall

Wall stem

$$F_{\text{stem}} = A_{\text{stem}} \times \gamma_{\text{stem}} = 9.4 \text{ kN/m}$$

Wall base

$$F_{\text{base}} = A_{\text{base}} \times \gamma_{\text{base}} = 15 \text{ kN/m}$$

Line loads

$$F_{P_v} = P_{G1} = 10 \text{ kN/m}$$

Total	$F_{total,V} = F_{stem} + F_{base} + F_{P,V} = 34.4 \text{ kN/m}$
Horizontal forces on wall	
Surcharge load	$F_{sur,h} = K_A \times \cos(\delta_{r,k}) \times \text{Surcharge}_Q \times h_{eff} = 4.7 \text{ kN/m}$
Moist retained soil	$F_{moist,h} = K_A \times \cos(\delta_{r,k}) \times \gamma_{mr} \times h_{eff}^2 / 2 = 9.9 \text{ kN/m}$
Base soil	$F_{pass,h} = -K_P \times \cos(\delta_{b,k}) \times \gamma_b \times (d_{cover} + h_{base})^2 / 2 = -4.8 \text{ kN/m}$
Total	$F_{total,h} = \max(F_{sur,h} + F_{moist,h} + F_{pass,h} - F_{total,V} \times \tan(\delta_{ob,k}), 0 \text{ kN/m}) = 0 \text{ kN/m}$
Moments on wall	
Wall stem	$M_{stem} = F_{stem} \times X_{stem} = 17.6 \text{ kNm/m}$
Wall base	$M_{base} = F_{base} \times X_{base} = 15 \text{ kNm/m}$
Surcharge load	$M_{sur} = -F_{sur,h} \times X_{sur,h} = -4.2 \text{ kNm/m}$
Line loads	$M_P = P_{G1} \times p_1 = 18.8 \text{ kNm/m}$
Moist retained soil	$M_{moist} = -F_{moist,h} \times X_{moist,h} = -5.9 \text{ kNm/m}$
Base soil	$M_{pass} = -F_{pass,h} \times X_{pass,h} = 0.5 \text{ kNm/m}$
Total	$M_{total} = M_{stem} + M_{base} + M_{sur} + M_P + M_{moist} + M_{pass} = 41.6 \text{ kNm/m}$
Check bearing pressure	
Distance to reaction	$\bar{x} = M_{total} / F_{total,V} = 1211 \text{ mm}$
Eccentricity of reaction	$e = \bar{x} - l_{base} / 2 = 211 \text{ mm}$
Loaded length of base	$l_{load} = l_{base} = 2000 \text{ mm}$
Bearing pressure at toe	$q_{toe} = F_{total,V} / l_{base} \times (1 - 6 \times e / l_{base}) = 6.3 \text{ kN/m}^2$
Bearing pressure at heel	$q_{heel} = F_{total,V} / l_{base} \times (1 + 6 \times e / l_{base}) = 28 \text{ kN/m}^2$
Factor of safety	$FoS_{bp} = P_{bearing} / \max(q_{toe}, q_{heel}) = 5.348$
<i>PASS - Allowable bearing pressure exceeds maximum applied bearing pressure</i>	
Design approach 2	
Partial factors on actions - Table A.3 - Combination 1 (Eq.6.10a)	
Partial factor set	A1
Permanent unfavourable action	$\gamma_G = 1.35$
Permanent favourable action	$\gamma_{Gr} = 0.90$
Variable unfavourable action	$\gamma_Q = 0.00$
Variable favourable action	$\gamma_{Qr} = 0.00$
Reliability factor	$K_{F1} = 1.10$
Partial factors for soil parameters – Table A.4 - Combination 1	
Soil parameter set	M1
Angle of shearing resistance	$\gamma_{\phi} = 1.00$
Effective cohesion	$\gamma_c = 1.00$
Weight density	$\gamma_r = 1.00$
Library item Partial factors output	
Partial resistance factors for retaining structures – Table A.13 - Combination 1	
Resistance parameter set	R2
Bearing capacity	$\gamma_{Rv} = 1.55$
Sliding resistance	$\gamma_{Rh} = 1.10$
Retained soil properties	
Design moist density	$\gamma_{mr}' = \gamma_{mr} / \gamma_r = 21 \text{ kN/m}^3$
Design saturated density	$\gamma_{sr}' = \gamma_{sr} / \gamma_r = 23 \text{ kN/m}^3$

Design effective shear resistance angle	$\phi'_{r,d} = \text{atan}(\tan(\phi'_{r,k}) / \gamma_{\phi}) = 30 \text{ deg}$
Design wall friction angle	$\delta_{r,d} = \text{atan}(\tan(\delta_{r,k}) / \gamma_{\phi}) = 15 \text{ deg}$
Base soil properties	
Design soil density	$\gamma_{b'} = \gamma_b / \gamma_r = 22 \text{ kN/m}^3$
Design effective shear resistance angle	$\phi'_{b,d} = \text{atan}(\tan(\phi'_{b,k}) / \gamma_{\phi}) = 30 \text{ deg}$
Design wall friction angle	$\delta_{b,d} = \text{atan}(\tan(\delta_{b,k}) / \gamma_{\phi}) = 15 \text{ deg}$
Design base friction angle	$\delta_{bb,d} = \text{atan}(\tan(\delta_{bb,k}) / \gamma_{\phi}) = 25 \text{ deg}$
Design effective cohesion	$c'_{b,d} = c'_{b,k} / \gamma_c = 0 \text{ kN/m}^2$
Using Coulomb theory	
Active pressure coefficient	$K_A = \sin(\alpha + \phi'_{r,d})^2 / (\sin(\alpha)^2 \times \sin(\alpha - \delta_{r,d}) \times [1 + \sqrt{[\sin(\phi'_{r,d} + \delta_{r,d}) \times \sin(\phi'_{r,d} - \beta) / (\sin(\alpha - \delta_{r,d}) \times \sin(\alpha + \beta))]}])^2 = 0.301$
Passive pressure coefficient	$K_P = \sin(90 - \phi'_{b,d})^2 / (\sin(90 + \delta_{b,d}) \times [1 - \sqrt{[\sin(\phi'_{b,d} + \delta_{b,d}) \times \sin(\phi'_{b,d}) / (\sin(90 + \delta_{b,d})]}])^2 = 4.977$
Sliding check	
Vertical forces on wall	
Wall stem	$F_{\text{stem}} = \gamma_{\text{Gr}} \times A_{\text{stem}} \times \gamma_{\text{stem}} = 8.4 \text{ kN/m}$
Wall base	$F_{\text{base}} = \gamma_{\text{Gr}} \times A_{\text{base}} \times \gamma_{\text{base}} = 13.5 \text{ kN/m}$
Line loads	$F_{P,V} = \gamma_{\text{Gr}} \times P_{G1} = 9 \text{ kN/m}$
Total	$F_{\text{total},V} = F_{\text{stem}} + F_{\text{base}} + F_{P,V} = 30.9 \text{ kN/m}$
Horizontal forces on wall	
Moist retained soil	$F_{\text{moist},h} = \gamma_G \times K_{E1} \times K_A \times \cos(\delta_{r,d}) \times \gamma_{m'} \times h_{e1}^2 / 2 = 14.7 \text{ kN/m}$
Total	$F_{\text{total},h} = F_{\text{sur},h} + F_{\text{moist},h} = 14.7 \text{ kN/m}$
Check stability against sliding	
Base soil resistance	$F_{\text{exc},h} = \gamma_{\text{Gr}} \times K_P \times \cos(\delta_{b,d}) \times \gamma_{b'} \times (h_{\text{pass}} + h_{\text{base}})^2 / 2 = 4.3 \text{ kN/m}$
Base friction	$F_{\text{friction}} = F_{\text{total},V} \times \tan(\delta_{bb,d}) = 14.4 \text{ kN/m}$
Resistance to sliding	$F_{\text{rest}} = (F_{\text{exc},h} + F_{\text{friction}}) / \gamma_{Rb} = 17 \text{ kN/m}$
Factor of safety	$FO_{Ssl} = F_{\text{rest}} / F_{\text{total},h} = 1.156$
	<i>PASS - Resistance to sliding is greater than sliding force</i>
Overturning check	
Vertical forces on wall	
Wall stem	$F_{\text{stem}} = \gamma_{\text{Gr}} \times A_{\text{stem}} \times \gamma_{\text{stem}} = 8.4 \text{ kN/m}$
Wall base	$F_{\text{base}} = \gamma_{\text{Gr}} \times A_{\text{base}} \times \gamma_{\text{base}} = 13.5 \text{ kN/m}$
Line loads	$F_{P,V} = \gamma_{\text{Gr}} \times P_{G1} = 9 \text{ kN/m}$
Total	$F_{\text{total},V} = F_{\text{stem}} + F_{\text{base}} + F_{P,V} = 30.9 \text{ kN/m}$
Horizontal forces on wall	
Moist retained soil	$F_{\text{moist},h} = \gamma_G \times K_{E1} \times K_A \times \cos(\delta_{r,d}) \times \gamma_{m'} \times h_{e1}^2 / 2 = 14.7 \text{ kN/m}$
Base soil	$F_{\text{exc},h} = -\gamma_{\text{Gr}} \times K_P \times \cos(\delta_{b,d}) \times \gamma_{b'} \times (h_{\text{pass}} + h_{\text{base}})^2 / 2 = -4.3 \text{ kN/m}$
Total	$F_{\text{total},h} = F_{\text{sur},h} + F_{\text{moist},h} + F_{\text{exc},h} = 10.4 \text{ kN/m}$
Overturning moments on wall	
Moist retained soil	$M_{\text{moist},OT} = F_{\text{moist},h} \times x_{\text{moist},h} = 8.8 \text{ kNm/m}$
Total	$M_{\text{total},OT} = M_{\text{sur},OT} + M_{\text{moist},OT} = 8.8 \text{ kNm/m}$
Restoring moments on wall	
Wall stem	$M_{\text{stem},R} = F_{\text{stem}} \times x_{\text{stem}} = 15.8 \text{ kNm/m}$

Wall base	$M_{base_R} = F_{base} \times X_{base} = 13.5 \text{ kNm/m}$
Line loads	$M_{P_R} = \text{abs}(\gamma_{Gr} \times P_{G1}) \times p_1 = 16.9 \text{ kNm/m}$
Base soil	$M_{exc_R} = -F_{exc_h} \times X_{exc_h} = 0.4 \text{ kNm/m}$
Total	$M_{total_R} = (M_{stem_R} + M_{base_R} + M_{P_R} + M_{exc_R}) / \gamma_{Rv} = 30.1 \text{ kNm/m}$
Check stability against overturning	
Factor of safety	$FO_{Sot} = M_{total_R} / M_{total_OT} = 3.408$
	PASS - Maximum restoring moment is greater than overturning moment
Design approach 2	
Partial factors on actions - Table A.3 - Combination 2 (Eq.6.10b)	
Partial factor set	A1
Permanent unfavourable action	$\gamma_G = 1.35$
Permanent favourable action	$\gamma_{Gr} = 0.90$
Variable unfavourable action	$\gamma_Q = 1.50$
Variable favourable action	$\gamma_{Qr} = 0.00$
Permanent action factor - Table A2.4(B)	$\xi = 0.85$
Reliability factor	$K_{R1} = 1.10$
Partial factors for soil parameters – Table A.4 - Combination 2	
Soil parameter set	M1
Angle of shearing resistance	$\gamma_{\phi} = 1.00$
Effective cohesion	$\gamma_c = 1.00$
Weight density	$\gamma_r = 1.00$
	Library item Partial factors output
Partial resistance factors for retaining structures – Table A.13 - Combination 2	
Resistance parameter set	R2
Bearing capacity	$\gamma_{Rv} = 1.55$
Sliding resistance	$\gamma_{Rh} = 1.10$
Retained soil properties	
Design moist density	$\gamma_{mr}' = \gamma_{mr} / \gamma_r = 21 \text{ kN/m}^3$
Design saturated density	$\gamma_{sr}' = \gamma_{sr} / \gamma_r = 23 \text{ kN/m}^3$
Design effective shear resistance angle	$\phi'_{r,d} = \text{atan}(\tan(\phi'_{r,k}) / \gamma_{\phi}) = 30 \text{ deg}$
Design wall friction angle	$\delta_{r,d} = \text{atan}(\tan(\delta_{r,k}) / \gamma_{\phi}) = 15 \text{ deg}$
Base soil properties	
Design soil density	$\gamma_b' = \gamma_b / \gamma_r = 22 \text{ kN/m}^3$
Design effective shear resistance angle	$\phi'_{b,d} = \text{atan}(\tan(\phi'_{b,k}) / \gamma_{\phi}) = 30 \text{ deg}$
Design wall friction angle	$\delta_{b,d} = \text{atan}(\tan(\delta_{b,k}) / \gamma_{\phi}) = 15 \text{ deg}$
Design base friction angle	$\delta_{bb,d} = \text{atan}(\tan(\delta_{bb,k}) / \gamma_{\phi}) = 25 \text{ deg}$
Design effective cohesion	$c'_{b,d} = c'_{b,k} / \gamma_c = 0 \text{ kN/m}^2$
Using Coulomb theory	
Active pressure coefficient	$K_A = \sin(\alpha + \phi'_{r,d})^2 / (\sin(\alpha)^2 \times \sin(\alpha - \delta_{r,d}) \times [1 + \sqrt{(\sin(\phi'_{r,d} + \delta_{r,d}) \times \sin(\phi'_{r,d} - \beta) / (\sin(\alpha - \delta_{r,d}) \times \sin(\alpha + \beta))}]^2) = 0.301$
Passive pressure coefficient	$K_P = \sin(90 - \phi'_{b,d})^2 / (\sin(90 + \delta_{b,d}) \times [1 - \sqrt{(\sin(\phi'_{b,d} + \delta_{b,d}) \times \sin(\phi'_{b,d}) / (\sin(90 + \delta_{b,d}))}]^2) = 4.977$

Sliding check**Vertical forces on wall**

Wall stem $F_{stem} = \gamma_{Gr} \times A_{stem} \times \gamma_{stem} = 8.4 \text{ kN/m}$

Wall base $F_{base} = \gamma_{Gr} \times A_{base} \times \gamma_{base} = 13.5 \text{ kN/m}$

Line loads $F_{P,V} = \gamma_{Gr} \times P_{G1} = 9 \text{ kN/m}$

Total $F_{total,V} = F_{stem} + F_{base} + F_{P,V} = 30.9 \text{ kN/m}$

Horizontal forces on wall

Surcharge load $F_{sur,h} = K_A \times \cos(\delta_{r,d}) \times \gamma_Q \times K_{F1} \times \text{Surcharge}_Q \times h_{eff} = 7.8 \text{ kN/m}$

Moist retained soil $F_{moist,h} = \gamma_G \times \xi \times K_{F1} \times K_A \times \cos(\delta_{r,d}) \times \gamma_{m'} \times h_{eff}^2 / 2 = 12.5 \text{ kN/m}$

Total $F_{total,h} = F_{sur,h} + F_{moist,h} = 20.3 \text{ kN/m}$

Check stability against sliding

Base soil resistance $F_{exc,h} = \gamma_{Gr} \times K_F \times \cos(\delta_{b,d}) \times \gamma_b' \times (h_{pass} + h_{base})^2 / 2 = 4.3 \text{ kN/m}$

Base friction $F_{friction} = F_{total,V} \times \tan(\delta_{bb,d}) = 14.4 \text{ kN/m}$

Resistance to sliding $F_{rest} = (F_{exc,h} + F_{friction}) / \gamma_{Rb} = 17 \text{ kN/m}$

Factor of safety $FO_{Sl} = F_{rest} / F_{total,h} = 0.838$

FAIL - Sliding force is greater than resistance to sliding

Overturning check**Vertical forces on wall**

Wall stem $F_{stem} = \gamma_{Gr} \times A_{stem} \times \gamma_{stem} = 8.4 \text{ kN/m}$

Wall base $F_{base} = \gamma_{Gr} \times A_{base} \times \gamma_{base} = 13.5 \text{ kN/m}$

Line loads $F_{P,V} = \gamma_{Gr} \times P_{G1} = 9 \text{ kN/m}$

Total $F_{total,V} = F_{stem} + F_{base} + F_{P,V} = 30.9 \text{ kN/m}$

Horizontal forces on wall

Surcharge load $F_{sur,h} = K_A \times \cos(\delta_{r,d}) \times \gamma_Q \times K_{F1} \times \text{Surcharge}_Q \times h_{eff} = 7.8 \text{ kN/m}$

Moist retained soil $F_{moist,h} = \gamma_G \times \xi \times K_{F1} \times K_A \times \cos(\delta_{r,d}) \times \gamma_{m'} \times h_{eff}^2 / 2 = 12.5 \text{ kN/m}$

Base soil $F_{exc,h} = -\gamma_{Gr} \times K_F \times \cos(\delta_{b,d}) \times \gamma_b' \times (h_{pass} + h_{base})^2 / 2 = -4.3 \text{ kN/m}$

Total $F_{total,h} = F_{sur,h} + F_{moist,h} + F_{exc,h} = 16 \text{ kN/m}$

Overturning moments on wall

Surcharge load $M_{sur,OT} = F_{sur,h} \times X_{sur,h} = 7 \text{ kNm/m}$

Moist retained soil $M_{moist,OT} = F_{moist,h} \times X_{moist,h} = 7.5 \text{ kNm/m}$

Total $M_{total,OT} = M_{sur,OT} + M_{moist,OT} = 14.5 \text{ kNm/m}$

Restoring moments on wall

Wall stem $M_{stem,R} = F_{stem} \times X_{stem} = 15.8 \text{ kNm/m}$

Wall base $M_{base,R} = F_{base} \times X_{base} = 13.5 \text{ kNm/m}$

Line loads $M_{P,R} = \text{abs}(\gamma_{Gr} \times P_{G1}) \times p_1 = 16.9 \text{ kNm/m}$

Base soil $M_{exc,R} = -F_{exc,h} \times X_{exc,h} = 0.4 \text{ kNm/m}$

Total $M_{total,R} = (M_{stem,R} + M_{base,R} + M_{P,R} + M_{exc,R}) / \gamma_{Rv} = 30.1 \text{ kNm/m}$

Check stability against overturning

Factor of safety $FO_{Ot} = M_{total,R} / M_{total,OT} = 2.074$

PASS - Maximum restoring moment is greater than overturning moment

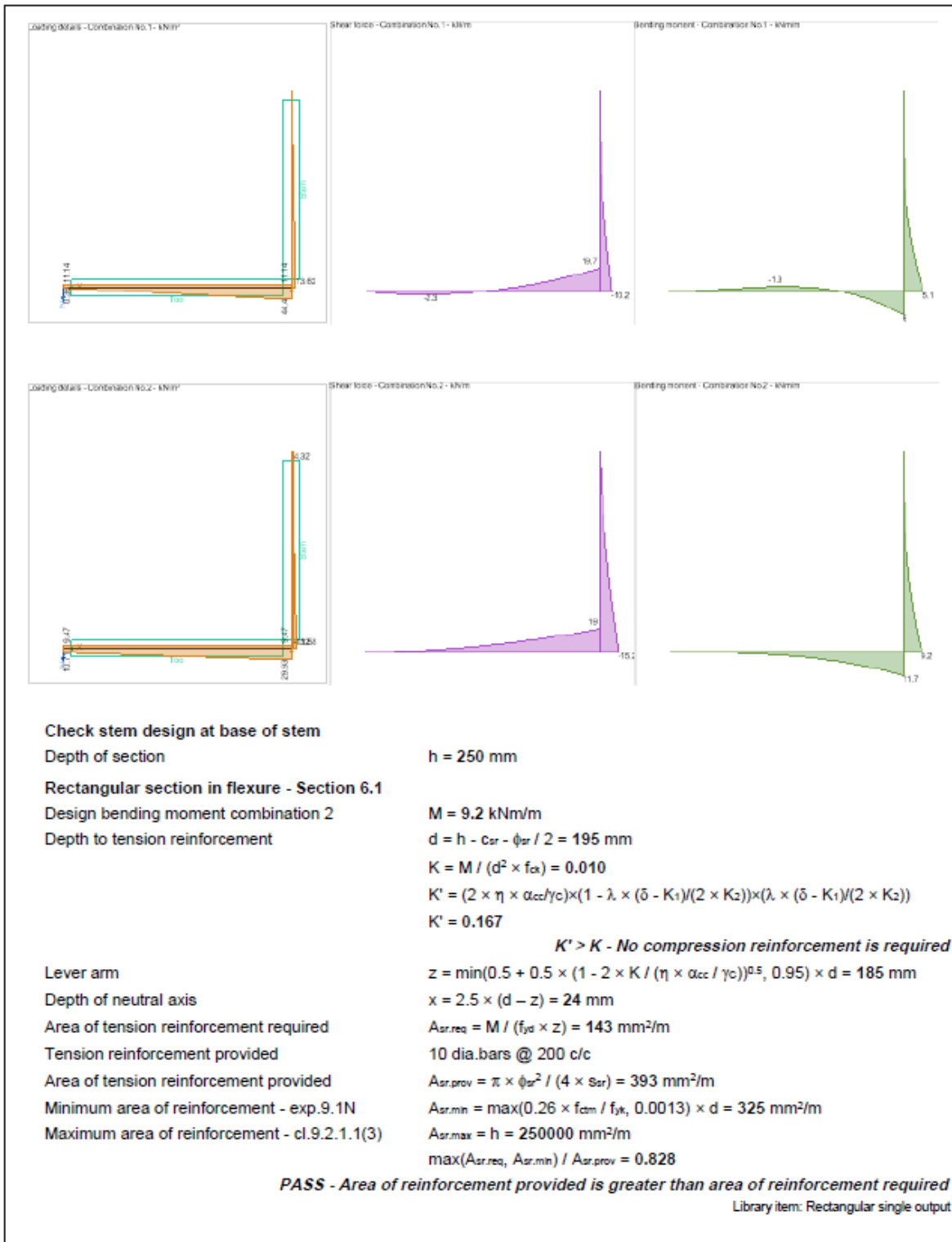
RETAINING WALL DESIGN

In accordance with EN1992-1-1:2004 incorporating Corrigendum dated January 2008 and the Finnish National Annex

Tedds calculation version 2.9.11

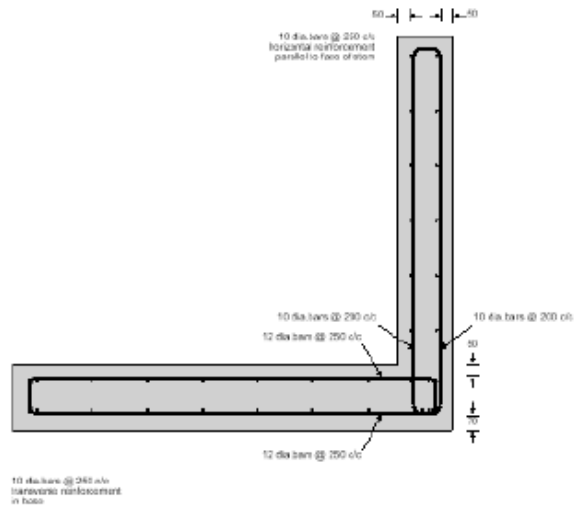
Concrete details - Table 3.1 - Strength and deformation characteristics for concrete

Concrete strength class	C25/30
Characteristic compressive cylinder strength	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Characteristic compressive cube strength	$f_{ck,cube} = 30 \text{ N/mm}^2$
Mean value of compressive cylinder strength	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2 = 33 \text{ N/mm}^2$
Mean value of axial tensile strength	$f_{ctm} = 0.3 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 2.6 \text{ N/mm}^2$
5% fractile of axial tensile strength	$f_{ctk,0.05} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.8 \text{ N/mm}^2$
Secant modulus of elasticity of concrete	$E_{cm} = 22 \text{ kN/mm}^2 \times (f_{cm} / 10 \text{ N/mm}^2)^{0.3} = 31476 \text{ N/mm}^2$
Partial factor for concrete - Table 2.1N	$\gamma_c = 1.50$
Compressive strength coefficient - cl.3.1.6(1)	$\alpha_{cc} = 0.85$
Design compressive concrete strength - exp.3.15	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 14.2 \text{ N/mm}^2$
Maximum aggregate size	$h_{agg} = 32 \text{ mm}$
Ultimate strain - Table 3.1	$\epsilon_{cu2} = 0.0035$
Shortening strain - Table 3.1	$\epsilon_{cu3} = 0.0035$
Effective compression zone height factor	$\lambda = 0.80$
Effective strength factor	$\eta = 1.00$
Bending coefficient k_1	$K_1 = 0.44$
Bending coefficient k_2	$K_2 = 1.25 \times (0.6 + 0.0014/\epsilon_{cu2}) = 1.25$
Bending coefficient k_3	$K_3 = 0.54$
Bending coefficient k_4	$K_4 = 1.25 \times (0.6 + 0.0014/\epsilon_{cu2}) = 1.25$
Reinforcement details	
Characteristic yield strength of reinforcement	$f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$
Modulus of elasticity of reinforcement	$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$
Partial factor for reinforcing steel - Table 2.1N	$\gamma_s = 1.15$
Design yield strength of reinforcement	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 348 \text{ N/mm}^2$
Cover to reinforcement	
Front face of stem	$c_{sf} = 50 \text{ mm}$
Rear face of stem	$c_{sr} = 50 \text{ mm}$
Top face of base	$c_{ot} = 50 \text{ mm}$
Bottom face of base	$c_{ob} = 70 \text{ mm}$



Deflection control - Section 7.4	
Reference reinforcement ratio	$\rho_o = \sqrt[3]{(f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2) / 1000} = 0.005$
Required tension reinforcement ratio	$\rho = A_{sr,req} / d = 0.001$
Required compression reinforcement ratio	$\rho' = A_{sr,2,req} / d_2 = 0.000$
Structural system factor - Table 7.4N	$K_b = 0.3$
Reinforcement factor - exp.7.17	$K_s = \min(500 \text{ N/mm}^2 / (f_{yk} \times A_{sr,req} / A_{sr,prov}), 1.5) = 1.5$
Limiting span to depth ratio - exp.7.16.a	$K_s \times K_b \times [11 + 1.5 \times \sqrt{(f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)} \times \rho_o / \rho + 3.2 \times \sqrt{(f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)} \times (\rho_o / \rho - 1)^{3/2}] = 129.2$
Actual span to depth ratio	$l_{stem} / d = 7.7$
PASS - Span to depth ratio is less than deflection control limit	
Rectangular section in shear - Section 6.2	
Design shear force	$V = 15.2 \text{ kN/m}$
	$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.120$
	$k = \min(1 + \sqrt{(200 \text{ mm} / d)}, 2) = 2.000$
Longitudinal reinforcement ratio	$\rho_l = \min(A_{sr,prov} / d, 0.02) = 0.002$
	$V_{min} = 0.035 \text{ N}^{1/2}/\text{mm} \times k^{3/2} \times f_{ck}^{0.5} = 0.495 \text{ N/mm}^2$
Design shear resistance - exp.6.2a & 6.2b	$V_{Rd,c} = \max(C_{Rd,c} \times k \times (100 \text{ N}^2/\text{mm}^4 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3}, V_{min}) \times d$
	$V_{Rd,c} = 96.5 \text{ kN/m}$
	$V / V_{Rd,c} = 0.157$
PASS - Design shear resistance exceeds design shear force	
Horizontal reinforcement parallel to face of stem - Section 9.6	
Minimum area of reinforcement – cl.9.6.3(1)	$A_{sx,req} = \max(0.25 \times A_{sr,prov}, 0.001 \times l_{stem}) = 250 \text{ mm}^2/\text{m}$
Maximum spacing of reinforcement – cl.9.6.3(2)	$S_{sx,max} = 400 \text{ mm}$
Transverse reinforcement provided	10 dia.bars @ 250 c/c
Area of transverse reinforcement provided	$A_{sx,prov} = \pi \times \phi_{sx}^2 / (4 \times S_{sx}) = 314 \text{ mm}^2/\text{m}$
PASS - Area of reinforcement provided is greater than area of reinforcement required	
Check base design at toe	
Depth of section	$h = 300 \text{ mm}$
Rectangular section in flexure - Section 6.1	
Design bending moment combination 2	$M = 11.7 \text{ kNm/m}$
Depth to tension reinforcement	$d = h - c_{bb} - \phi_{bb} / 2 = 224 \text{ mm}$
	$K = M / (d^2 \times f_{ck}) = 0.009$
	$K' = (2 \times \eta \times \alpha_{cc} / \gamma_c) \times (1 - \lambda \times (\delta - K_1) / (2 \times K_2)) \times (\lambda \times (\delta - K_1) / (2 \times K_2))$
	$K' = 0.167$
K' > K - No compression reinforcement is required	
Lever arm	$z = \min(0.5 + 0.5 \times (1 - 2 \times K / (\eta \times \alpha_{cc} / \gamma_c))^{0.5}, 0.95) \times d = 213 \text{ mm}$
Depth of neutral axis	$x = 2.5 \times (d - z) = 28 \text{ mm}$
Area of tension reinforcement required	$A_{bb,req} = M / (f_{yd} \times z) = 158 \text{ mm}^2/\text{m}$
Tension reinforcement provided	12 dia.bars @ 250 c/c
Area of tension reinforcement provided	$A_{bb,prov} = \pi \times \phi_{bb}^2 / (4 \times S_{bb}) = 452 \text{ mm}^2/\text{m}$
Minimum area of reinforcement - exp.9.1N	$A_{bb,min} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times d = 373 \text{ mm}^2/\text{m}$
Maximum area of reinforcement - cl.9.2.1.1(3)	$A_{bb,max} = h = 300000 \text{ mm}^2/\text{m}$
	$\max(A_{bb,req}, A_{bb,min}) / A_{bb,prov} = 0.826$
PASS - Area of reinforcement provided is greater than area of reinforcement required	
Library item: Rectangular single output	

Rectangular section in shear - Section 6.2	
Design shear force	$V = 19.7 \text{ kN/m}$
	$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.120$
	$k = \min(1 + \sqrt{(200 \text{ mm} / d)}, 2) = 1.945$
Longitudinal reinforcement ratio	$\rho_l = \min(A_{sb,prov} / d, 0.02) = 0.002$
	$V_{min} = 0.035 \text{ N}^{1/2}/\text{mm} \times k^{3/2} \times f_{ck}^{0.5} = 0.475 \text{ N/mm}^2$
Design shear resistance - exp.6.2a & 6.2b	$V_{Rd,c} = \max(C_{Rd,c} \times k \times (100 \text{ N}^2/\text{mm}^4 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3}, V_{min}) \times d$
	$V_{Rd,c} = 106.3 \text{ kN/m}$
	$V / V_{Rd,c} = 0.185$
	PASS - Design shear resistance exceeds design shear force
Check base design at toe	
Depth of section	$h = 300 \text{ mm}$
Rectangular section in flexure - Section 6.1	
Design bending moment combination 1	$M = 1.3 \text{ kNm/m}$
Depth to tension reinforcement	$d = h - C_{ot} - \phi_{bt} / 2 = 244 \text{ mm}$
	$K = M / (d^2 \times f_{ck}) = 0.001$
	$K' = (2 \times \eta \times \alpha_{cc} / \gamma_c) \times (1 - \lambda \times (\delta - K_1) / (2 \times K_2)) \times (\lambda \times (\delta - K_1) / (2 \times K_2))$
	$K' = 0.167$
	$K' > K$ - No compression reinforcement is required
Lever arm	$z = \min(0.5 + 0.5 \times (1 - 2 \times K / (\eta \times \alpha_{cc} / \gamma_c))^{0.5}, 0.95) \times d = 232 \text{ mm}$
Depth of neutral axis	$x = 2.5 \times (d - z) = 31 \text{ mm}$
Area of tension reinforcement required	$A_{bt,req} = M / (f_{yd} \times z) = 16 \text{ mm}^2/\text{m}$
Tension reinforcement provided	12 dia.bars @ 250 c/c
Area of tension reinforcement provided	$A_{bt,prov} = \pi \times \phi_{bt}^2 / (4 \times S_{bt}) = 452 \text{ mm}^2/\text{m}$
Minimum area of reinforcement - exp.9.1N	$A_{bt,min} = \max(0.26 \times f_{ctm} / f_{yk}, 0.0013) \times d = 407 \text{ mm}^2/\text{m}$
Maximum area of reinforcement - cl.9.2.1.1(3)	$A_{bt,max} = h = 300000 \text{ mm}^2/\text{m}$
	$\max(A_{bt,req}, A_{bt,min}) / A_{bt,prov} = 0.899$
	PASS - Area of reinforcement provided is greater than area of reinforcement required
	Library item: Rectangular single output
Secondary transverse reinforcement to base - Section 9.3	
Minimum area of reinforcement – cl.9.3.1.1(2)	$A_{bt,req} = 0.2 \times A_{sb,prov} = 90 \text{ mm}^2/\text{m}$
Maximum spacing of reinforcement – cl.9.3.1.1(3)	$S_{bt,max} = 600 \text{ mm}$
Transverse reinforcement provided	10 dia.bars @ 250 c/c
Area of transverse reinforcement provided	$A_{bt,prov} = \pi \times \phi_{bt}^2 / (4 \times S_{bt}) = 314 \text{ mm}^2/\text{m}$
	PASS - Area of reinforcement provided is greater than area of reinforcement required



Reinforcement details

Bilaga 3 (7)-Beräkningar-Rörkanalens bottenplatta

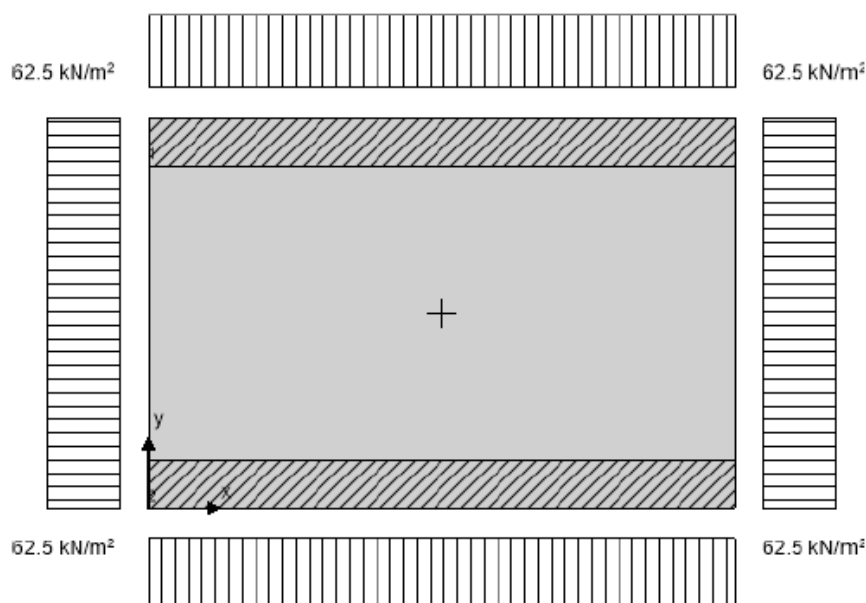
FOUNDATION ANALYSIS (EN1997-1:2004)

In accordance with EN1997-1:2004 incorporating Corrigendum dated February 2009 and the Finnish National Annex

TEDDS calculation version 3.2.21

Pad foundation details

Length of foundation	$L_x = 3000 \text{ mm}$
Width of foundation	$L_y = 2000 \text{ mm}$
Foundation area	$A = L_x \times L_y = 6.000 \text{ m}^2$
Depth of foundation	$h = 300 \text{ mm}$
Depth of soil over foundation	$h_{\text{soil}} = 0 \text{ mm}$
Level of water	$h_{\text{water}} = 0 \text{ mm}$
Density of water	$\gamma_{\text{water}} = 9.8 \text{ kN/m}^3$
Density of concrete	$\gamma_{\text{conc}} = 25.0 \text{ kN/m}^3$



Column no.1 details

Length of column	$l_{x1} = 3000 \text{ mm}$
Width of column	$l_{y1} = 250 \text{ mm}$
position in x-axis	$x_1 = 1500 \text{ mm}$
position in y-axis	$y_1 = 1875 \text{ mm}$

Column no.2 details

Length of column	$l_{x2} = 3000 \text{ mm}$
Width of column	$l_{y2} = 250 \text{ mm}$
position in x-axis	$x_2 = 1500 \text{ mm}$
position in y-axis	$y_2 = 125 \text{ mm}$

Soil properties	
Density of soil	$\gamma_{\text{soil}} = 22.0 \text{ kN/m}^3$
Characteristic cohesion	$c'_k = 0 \text{ kN/m}^2$
Characteristic effective shear resistance angle	$\phi'_k = 30 \text{ deg}$
Characteristic friction angle	$\delta_k = 35 \text{ deg}$
Foundation loads	
Self weight	$F_{\text{swt}} = h \times \gamma_{\text{conc}} = 7.5 \text{ kN/m}^2$
Column no.1 loads	
Permanent load in z	$F_{Gz1} = 60.0 \text{ kN}$
Variable load in z	$F_{Qz1} = 105.0 \text{ kN}$
Column no.2 loads	
Permanent load in z	$F_{Gz2} = 60.0 \text{ kN}$
Variable load in z	$F_{Qz2} = 105.0 \text{ kN}$
Bearing resistance (Section 6.5.2)	
Forces on foundation	
Force in z-axis	$F_{\text{az}} = A \times F_{\text{swt}} + F_{Gz1} + F_{Gz2} + F_{Qz1} + F_{Qz2} = 375.0 \text{ kN}$
Moments on foundation	
Moment in x-axis	$M_{\text{ax}} = A \times F_{\text{swt}} \times L_x / 2 + F_{Gz1} \times X_1 + F_{Gz2} \times X_2 + F_{Qz1} \times X_1 + F_{Qz2} \times X_2 = 562.5 \text{ kNm}$
Moment in y-axis	$M_{\text{ay}} = A \times F_{\text{swt}} \times L_y / 2 + F_{Gz1} \times y_1 + F_{Gz2} \times y_2 + F_{Qz1} \times y_1 + F_{Qz2} \times y_2 = 375.0 \text{ kNm}$
Eccentricity of base reaction	
Eccentricity of base reaction in x-axis	$e_x = M_{\text{ax}} / F_{\text{az}} - L_x / 2 = 0 \text{ mm}$
Eccentricity of base reaction in y-axis	$e_y = M_{\text{ay}} / F_{\text{az}} - L_y / 2 = 0 \text{ mm}$
Pad base pressures	
	$q_1 = F_{\text{az}} \times (1 - 6 \times e_x / L_x - 6 \times e_y / L_y) / (L_x \times L_y) = 62.5 \text{ kN/m}^2$
	$q_2 = F_{\text{az}} \times (1 - 6 \times e_x / L_x + 6 \times e_y / L_y) / (L_x \times L_y) = 62.5 \text{ kN/m}^2$
	$q_3 = F_{\text{az}} \times (1 + 6 \times e_x / L_x - 6 \times e_y / L_y) / (L_x \times L_y) = 62.5 \text{ kN/m}^2$
	$q_4 = F_{\text{az}} \times (1 + 6 \times e_x / L_x + 6 \times e_y / L_y) / (L_x \times L_y) = 62.5 \text{ kN/m}^2$
Minimum base pressure	$q_{\text{min}} = \min(q_1, q_2, q_3, q_4) = 62.5 \text{ kN/m}^2$
Maximum base pressure	$q_{\text{max}} = \max(q_1, q_2, q_3, q_4) = 62.5 \text{ kN/m}^2$
Presumed bearing capacity	
Presumed bearing capacity	$P_{\text{bearing}} = 150.0 \text{ kN/m}^2$ PASS - Presumed bearing capacity exceeds design base pressure
Design approach 2	
Partial factors on actions - Combination1 - Eq.6.10a	
Partial factor set	A1
Permanent unfavourable action - Table A.3	$\gamma_G = 1.35$
Permanent favourable action - Table A.3	$\gamma_{Gr} = 0.90$
Variable unfavourable action - Table A.3	$\gamma_Q = 0.00$
Variable favourable action - Table A.3	$\gamma_{Qr} = 0.00$
Reliability factor	$K_{F1} = 1.10$

Partial factors for spread foundations - Combination1	
Resistance factor set	R2
Bearing - Table A.5	$\gamma_{R,v} = 1.55$
Sliding - Table A.5	$\gamma_{R,h} = 1.10$
Forces on foundation	
Force in z-axis	$F_{dz} = K_{F1} \times \gamma_G \times (A \times F_{swt} + F_{Gz1} + F_{Gz2}) + K_{F1} \times \gamma_Q \times (F_{Qz1} + F_{Qz2}) = 245.0$ kN
Moments on foundation	
Moment in x-axis	$M_{dx} = K_{F1} \times \gamma_G \times (A \times F_{swt} \times L_x / 2 + F_{Gz1} \times X_1 + F_{Gz2} \times X_2) + K_{F1} \times \gamma_Q \times (F_{Qz1} \times X_1 + F_{Qz2} \times X_2) = 367.5$ kNm
Moment in y-axis	$M_{dy} = K_{F1} \times \gamma_G \times (A \times F_{swt} \times L_y / 2 + F_{Gz1} \times y_1 + F_{Gz2} \times y_2) + K_{F1} \times \gamma_Q \times (F_{Qz1} \times y_1 + F_{Qz2} \times y_2) = 245.0$ kNm
Eccentricity of base reaction	
Eccentricity of base reaction in x-axis	$e_x = M_{dx} / F_{dz} - L_x / 2 = 0$ mm
Eccentricity of base reaction in y-axis	$e_y = M_{dy} / F_{dz} - L_y / 2 = 0$ mm
Effective area of base	
Effective length	$L'_x = L_x - 2 \times e_x = 3000$ mm
Effective width	$L'_y = L_y - 2 \times e_y = 2000$ mm
Effective area	$A' = L'_x \times L'_y = 6.000$ m ²
Pad base pressure	
Design base pressure	$f_{dz} = F_{dz} / A' = 40.8$ kN/m ²
Design approach 2	
Partial factors on actions - Combination2 - Eq.6.10b	
Partial factor set	A1
Permanent unfavourable action - Table A.3	$\gamma_G = 1.15$
Permanent favourable action - Table A.3	$\gamma_{Gf} = 0.90$
Variable unfavourable action - Table A.3	$\gamma_Q = 1.50$
Variable favourable action - Table A.3	$\gamma_{Qf} = 0.00$
Reliability factor	$K_{F1} = 1.10$
Partial factors for spread foundations - Combination2	
Resistance factor set	R2
Bearing - Table A.5	$\gamma_{R,v} = 1.55$
Sliding - Table A.5	$\gamma_{R,h} = 1.10$
Forces on foundation	
Force in z-axis	$F_{dz} = K_{F1} \times \gamma_G \times (A \times F_{swt} + F_{Gz1} + F_{Gz2}) + K_{F1} \times \gamma_Q \times (F_{Qz1} + F_{Qz2}) = 555.2$ kN
Moments on foundation	
Moment in x-axis	$M_{dx} = K_{F1} \times \gamma_G \times (A \times F_{swt} \times L_x / 2 + F_{Gz1} \times X_1 + F_{Gz2} \times X_2) + K_{F1} \times \gamma_Q \times (F_{Qz1} \times X_1 + F_{Qz2} \times X_2) = 832.8$ kNm
Moment in y-axis	$M_{dy} = K_{F1} \times \gamma_G \times (A \times F_{swt} \times L_y / 2 + F_{Gz1} \times y_1 + F_{Gz2} \times y_2) + K_{F1} \times \gamma_Q \times (F_{Qz1} \times y_1 + F_{Qz2} \times y_2) = 555.2$ kNm
Eccentricity of base reaction	
Eccentricity of base reaction in x-axis	$e_x = M_{dx} / F_{dz} - L_x / 2 = 0$ mm

Eccentricity of base reaction in y-axis	$e_y = M_{ay} / F_{az} - L_y / 2 = 0 \text{ mm}$
Effective area of base	
Effective length	$L'_x = L_x - 2 \times e_x = 3000 \text{ mm}$
Effective width	$L'_y = L_y - 2 \times e_y = 2000 \text{ mm}$
Effective area	$A' = L'_x \times L'_y = 6.000 \text{ m}^2$
Pad base pressure	
Design base pressure	$f_{az} = F_{az} / A' = 92.5 \text{ kN/m}^2$

FOUNDATION DESIGN (EN1992-1-1:2004)

In accordance with EN1992-1-1:2004 incorporating Corrigendum dated January 2008 and the Finnish National Annex

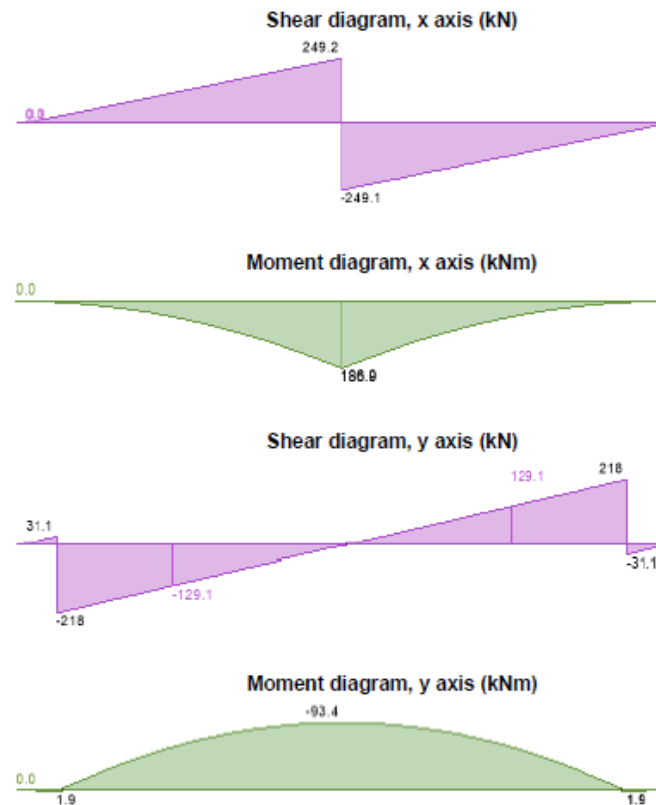
TEDDS calculation version 3.2.21

Concrete details (Table 3.1 - Strength and deformation characteristics for concrete)

Concrete strength class	C25/30
Characteristic compressive cylinder strength	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Characteristic compressive cube strength	$f_{ck,cube} = 30 \text{ N/mm}^2$
Mean value of compressive cylinder strength	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2 = 33 \text{ N/mm}^2$
Mean value of axial tensile strength	$f_{ctm} = 0.3 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 2.6 \text{ N/mm}^2$
5% fractile of axial tensile strength	$f_{ctk,0.05} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.8 \text{ N/mm}^2$
Secant modulus of elasticity of concrete	$E_{cm} = 22 \text{ kN/mm}^2 \times [f_{cm} / 10 \text{ N/mm}^2]^{0.3} = 31476 \text{ N/mm}^2$
Partial factor for concrete (Table 2.1N)	$\gamma_c = 1.50$
Compressive strength coefficient (cl.3.1.6(1))	$\alpha_{cc} = 0.85$
Design compressive concrete strength (exp.3.15)	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 14.2 \text{ N/mm}^2$
Tens. strength coeff. for plain concrete (cl.12.3.1(1))	$\alpha_{ct,pl} = 0.60$
Des. tens. strength for plain concrete (exp.12.1)	$f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} \times f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 0.7 \text{ N/mm}^2$
Maximum aggregate size	$h_{agg} = 32 \text{ mm}$
Ultimate strain - Table 3.1	$\epsilon_{cu2} = 0.0035$
Shortening strain - Table 3.1	$\epsilon_{cu3} = 0.0035$
Effective compression zone height factor	$\lambda = 0.80$
Effective strength factor	$\eta = 1.00$
Bending coefficient k_1	$K_1 = 0.44$
Bending coefficient k_2	$K_2 = 1.25 \times (0.6 + 0.0014 / \epsilon_{cu2}) = 1.25$
Bending coefficient k_3	$K_3 = 0.54$
Bending coefficient k_4	$K_4 = 1.25 \times (0.6 + 0.0014 / \epsilon_{cu2}) = 1.25$

Reinforcement details

Characteristic yield strength of reinforcement	$f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$
Modulus of elasticity of reinforcement	$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$
Partial factor for reinforcing steel (Table 2.1N)	$\gamma_s = 1.15$
Design yield strength of reinforcement	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 348 \text{ N/mm}^2$
Nominal cover to reinforcement	$c_{nom} = 50 \text{ mm}$



Rectangular section in flexure (Section 6.1)

Design bending moment

$$\text{abs}(M_{\text{Ed},y,\text{min}}) = 93.4 \text{ kNm}$$

Depth to tension reinforcement

$$d = h - C_{\text{nom}} - \phi_{x,\text{top}} - \phi_{y,\text{top}} / 2 = 232 \text{ mm}$$

$$K = \text{abs}(M_{\text{Ed},y,\text{min}}) / (L_x \times d^2 \times f_{\text{ctk}}) = 0.023$$

$$K' = (2 \times \eta \times \alpha_{\text{cc}} / \gamma_c) \times (1 - \lambda \times (\delta - K_1) / (2 \times K_2)) \times (\lambda \times (\delta - K_1) / (2 \times K_2))$$

$$K' = 0.167$$

K' > K - No compression reinforcement is required

Lever arm

$$z = \min(0.5 + 0.5 \times (1 - 2 \times K / (\eta \times \alpha_{\text{cc}} / \gamma_c))^{0.5}, 0.95) \times d = 220 \text{ mm}$$

Depth of neutral axis

$$x = 2.5 \times (d - z) = 29 \text{ mm}$$

Area of tension reinforcement required

$$A_{s,y,\text{top,req}} = \text{abs}(M_{\text{Ed},y,\text{min}}) / (f_{\text{yd}} \times z) = 1219 \text{ mm}^2$$

Tension reinforcement provided

$$12 \text{ No.12 dia. bars top (260 c/c)}$$

Area of tension reinforcement provided

$$A_{s,y,\text{top,prov}} = 1357 \text{ mm}^2$$

Minimum area of reinforcement (exp.9.1N)

$$A_{s,\text{min}} = \max(0.26 \times f_{\text{ctm}} / f_{\text{yk}}, 0.0013) \times L_x \times d = 1160 \text{ mm}^2$$

Maximum area of reinforcement (cl.9.2.1.1(3))

$$A_{s,\text{max}} = L_x \times d = 696000 \text{ mm}^2$$

PASS - Area of reinforcement provided is greater than area of reinforcement required

Rectangular section in shear (Section 6.2)

Design shear force

$$V_{\text{Ed},y,\text{max}} = 129.1 \text{ kN}$$

$$C_{\text{Rd},c} = 0.18 / \gamma_c = 0.120$$

$$k = \min(1 + \sqrt{(200 \text{ mm} / d)}, 2) = 1.928$$

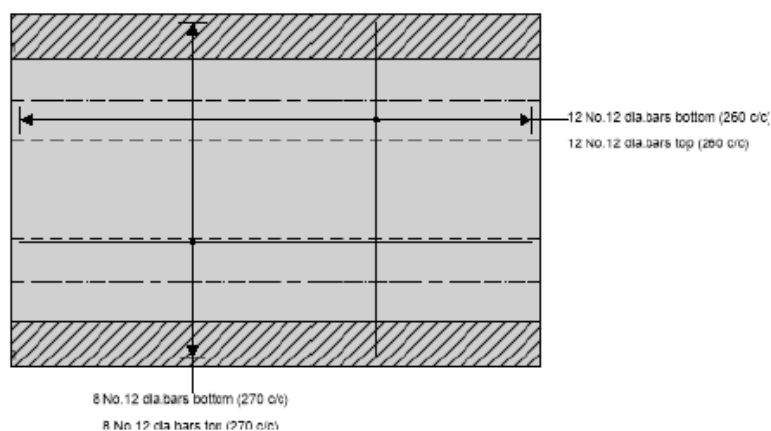
Longitudinal reinforcement ratio	$\rho_l = \min(A_{sy,bot,prov} / (L_x \times d), 0.02) = 0.002$
	$V_{min} = 0.035 \text{ N}^{1/2}/\text{mm} \times k^{3/2} \times f_{ck}^{0.5} = 0.469 \text{ N/mm}^2$
Design shear resistance (exp.6.2a & 6.2b)	$V_{Rd,c} = \max(C_{Rd,c} \times k \times (100 \text{ N}^2/\text{mm}^4 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3}, V_{min}) \times L_x \times d$ $V_{Rd,c} = 326.2 \text{ kN}$ PASS - Design shear resistance exceeds design shear force
Rectangular column diameter as $\sqrt{(c1 \times c2)}$	$D_{col,av} = 866 \text{ mm}$
Punching shear (Section 6.4)	
Strength reduction factor (exp 6.6N)	$v = 0.6 \times [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.540$
Average depth to reinforcement	$d = 238 \text{ mm}$
Maximum punching shear resistance (cl.6.4.5(3))	$V_{Rd,max} = 0.4 \times v \times f_{cd} = 3.060 \text{ N/mm}^2$ $k = \min(1 + \sqrt{(200 \text{ mm} / d)}, 2) = 1.917$
Longitudinal reinforcement ratio (cl.6.4.4(1))	$\rho_{lx} = A_{sx,bot,prov} / (L_y \times d) = 0.002$ $\rho_{ly} = A_{sy,bot,prov} / (L_x \times d) = 0.002$ $\rho_l = \min(\sqrt{(\rho_{lx} \times \rho_{ly})}, 0.02) = 0.002$ $C_{Rd,c} = (0.3 / \gamma_c) \times (D_{col,av} / d + 1.5) / (D_{col,av} / d + 4) = 0.135$ $V_{min} = 0 \text{ N/mm}^2 = 0.000 \text{ N/mm}^2$
Design punching shear resistance (exp.6.47)	$V_{Rd,c} = \max(C_{Rd,c} \times k \times (100 \text{ N}^2/\text{mm}^4 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3}, V_{min}) = 0.434 \text{ N/mm}^2$
Design punching shear resistance at 1d (exp. 6.50)	$V_{Rd,c1} = (2 \times d / d) \times V_{Rd,c} = 0.867 \text{ N/mm}^2$
Column No.1 - Punching shear perimeter at column face	
Punching shear perimeter	$U_0 = 3000 \text{ mm}$
Area within punching shear perimeter	$A_0 = 0.750 \text{ m}^2$
Maximum punching shear force	$V_{Ed,max} = 66.8 \text{ kN}$
Punching shear stress factor (fig 6.21N)	$\beta = 1.500$
Maximum punching shear stress (exp 6.38)	$V_{Ed,max} = \beta \times V_{Ed,max} / (U_0 \times d) = 0.140 \text{ N/mm}^2$ PASS - Maximum punching shear resistance exceeds maximum punching shear stress
Column No.1 - Punching shear perimeter at 1d from column face	
Punching shear perimeter	$U_1 = 3000 \text{ mm}$
Area within punching shear perimeter	$A_1 = 1.464 \text{ m}^2$
Design punching shear force	$V_{Ed,1} = 45.6 \text{ kN}$
Punching shear stress factor (fig 6.21N)	$\beta = 1.500$
Design punching shear stress (exp 6.38)	$V_{Ed,1} = \beta \times V_{Ed,1} / (U_1 \times d) = 0.096 \text{ N/mm}^2$ PASS - Design punching shear resistance exceeds increased design punching shear stress
Column No.1 - Punching shear perimeter at 2d from column face	
Punching shear perimeter	$U_2 = 3000 \text{ mm}$
Area within punching shear perimeter	$A_2 = 2.178 \text{ m}^2$
Design punching shear force	$V_{Ed,2} = 24.4 \text{ kN}$
Punching shear stress factor (fig 6.21N)	$\beta = 1.500$
Design punching shear stress (exp 6.38)	$V_{Ed,2} = \beta \times V_{Ed,2} / (U_2 \times d) = 0.051 \text{ N/mm}^2$ PASS - Design punching shear resistance exceeds design punching shear stress
Column No.2 - Punching shear perimeter at column face	
Punching shear perimeter	$U_0 = 3000 \text{ mm}$
Area within punching shear perimeter	$A_0 = 0.750 \text{ m}^2$
Maximum punching shear force	$V_{Ed,max} = 66.8 \text{ kN}$
Punching shear stress factor (fig 6.21N)	$\beta = 1.500$
Maximum punching shear stress (exp 6.38)	$V_{Ed,max} = \beta \times V_{Ed,max} / (U_0 \times d) = 0.140 \text{ N/mm}^2$

PASS - Maximum punching shear resistance exceeds maximum punching shear stress**Column No.2 - Punching shear perimeter at 1d from column face**

Punching shear perimeter	$U_1 = 3000 \text{ mm}$
Area within punching shear perimeter	$A_1 = 1.464 \text{ m}^2$
Design punching shear force	$V_{Ed,1} = 45.6 \text{ kN}$
Punching shear stress factor (fig 6.21N)	$\beta = 1.500$
Design punching shear stress (exp 6.38)	$V_{Ed,1} = \beta \times V_{Ed,1} / (U_1 \times d) = 0.096 \text{ N/mm}^2$

PASS - Design punching shear resistance exceeds increased design punching shear stress**Column No.2 - Punching shear perimeter at 2d from column face**

Punching shear perimeter	$U_2 = 3000 \text{ mm}$
Area within punching shear perimeter	$A_2 = 2.178 \text{ m}^2$
Design punching shear force	$V_{Ed,2} = 24.4 \text{ kN}$
Punching shear stress factor (fig 6.21N)	$\beta = 1.500$
Design punching shear stress (exp 6.38)	$V_{Ed,2} = \beta \times V_{Ed,2} / (U_2 \times d) = 0.051 \text{ N/mm}^2$

PASS - Design punching shear resistance exceeds design punching shear stress**Bilaga 4-Rörkanalens ritning**

