



Osaamista
ja oivallusta
tulevaisuuden
tekemiseen

Ilari Stenroos

Kaksinkertaisen liittorakennevälipohjan aukotus

Metropolia Ammattikorkeakoulu

Insinööri (YAMK)

Rakennustekniikka, korjausrakentaminen

31.8.2020

Tekijä Otsikko	Ilari Stenroos Kaksinkertaisen liittorakennevälipohjan aukotus
Sivumäärä Aika	57 sivua + 2 liitettä 31.8.2020
Tutkinto	insinööri (ylempi AMK) -tutkinto
Tutkinto-ohjelma	Rakennustekniikan tutkinto-ohjelma
Ammatillinen pääaine	Korjausrakentaminen
Ohjaajat	Suunnittelujohtaja Heikki Aronen Yliopettaja Hannu Hakkarainen
<p>Opinnäytetyön tavoitteena oli tutkia esijännitetyistä betoni-teräs -liittopalkeista ja esijännitetyistä kuorilaatoista rakennetun kaksinkertaisen liittorakennevälipohjan aukotusmahdollisuuksia ja mahdollisia vahvistustarpeita. Tutkimus pohjautui Sitowise Oy:n todellisen projektin rakennesuunnittelun toimeksiantoon.</p> <p>Kiinteistössä toteutettiin useita erilaisia aukotuksia välipohjiin, joista rajattiin opinnäytetyöhön tutkimuksen kannalta olennaisimmat. Valituilla tutkimuksen kohteilla oli suurimmat vaikutukset välipohjan rakenteelliseen toimintaan, ja siten tutkimus päätettiin rajata vain niiden tutkimiseen.</p> <p>Kaksinkertainen liittorakennevälipohja, toiselta nimeltään Lohjan pysäköintitalojärjestelmä, on rakennejärjestelmä, jossa esijännitettyjen liittorakenteiden avulla pyritään luomaan kaikissa kuormitustilanteissa kokonaan puristettu rakenne. Tällöin rakenne on pääosin vesitiivis ilman erillistä vedeneristepinnoitetta. Ainoastaan epäjatkuvuuskohdat, kuten liikunta-saumot, vaativat erillisen tiivistyksen.</p> <p>Tutkimus aloitettiin perehtymällä rakennejärjestelmän perustoimintaan lähtötilanteessa kirjallisuutta apuna käyttäen. Tämän pohjalta luotiin Mathcad -laskentapohjat kuorilaattojen sekä betoni-teräs -liittopalkkien tutkimista varten. Tämän jälkeen luotiin FEM -laskentamallit lähtötilanteiden kuormitusyhdistelmillä sekä aukotetun rakenteen kuormitusyhdistelmillä. Lähtötilanteen FEM -mallien tuloksia verrattiin ensin Mathcad -laskelmiin ja kun niiden tulokset olivat linjassa keskenään, verrattiin tuloksia vielä aukotetun rakenteen FEM -malliin. Vertailtavat tulokset olivat kentän ja tukialueen taivutusmomentit sekä leikkausvoimat. Näiden lisäksi laskentapohjilla voidaan arvioida liittorakenteen elementin ja pintabetonin välisen työsauman leikkauskestävyyttä sekä taipumia.</p> <p>Laskelmien lopputulosten perusteella suunnitellut aukotukset voidaan toteuttaa melko vähäisillä ja yksinkertaisilla rakenteellisilla vahvistuksilla. Ensisijaisen tärkeää on kuitenkin kiinnittää huomiota työjärjestykseen ja työnaikaiseen tuentaan, jotta rakenteisiin ei pääse syntymään pysyviä muodonmuutoksia.</p>	
Avainsanat	Esijännitetyt rakenteet, liittorakenteet, FEM -laskenta

Author Title	Ilari Stenroos Making a hole in a double layered composite slab
Number of Pages Date	57 pages + 2 appendices 31 August 2020
Degree	Master of Engineering
Degree Programme	Civil engineering
Professional Major	Building renovation
Instructors	Heikki Aronen, Design director Hannu Hakkarainen, Senior Lecturer
<p>This thesis aimed to research the possibilities of making openings in a prestressed double-layered composite slab and how they should be reinforced. The research is based on one of Sitowise Oy's renovating projects.</p> <p>One of the most significant issues in the project was the customer's wish to add multiple new staircases and a new elevator in the building. The research was defined to consist only the most versatile cases that had the most significant influence on structures functioning.</p> <p>The double-layered composite slab is a structural system where the aim is in to make a waterproof structure using prestressed shell panels. The system consists of prestressed elements and cast-in-place concrete that connects the slabs and beams together, creating a structure that is compressed in any load case. After the concrete is combined, only the expansion joints must be sealed at the construction site.</p> <p>The survey started with studying the literature of the structure's essential functions. Based on the literature, there was created Mathcad calculations about composite slabs and concrete-steel composite beams. The measures were made only for the original structure without any openings. Then there was built FEM calculation models about basic situations and structures with the spaces. The basic situation FEM models were first compared into the Mathcad calculations, and when their results were similar, the results were compared into the new loading situation FEM model.</p> <p>The focus, in comparison, was on bending stresses and shear stresses. The created Mathcad calculations also check the shear stability between concrete element and the surface casting and structures definitive deflection.</p> <p>The survey proved that all the designed openings were possible to implement with minor and simple reinforcements. Nevertheless, it is crucial to ensure the right rules of procedure and pay attention to temporary supports. Otherwise, the structure may crack and or suffer from permanent transformations.</p>	
Keywords	Prestressed structures, composite structures, FEM

Sisällys

Lyhenteet

1	Johdanto	1
1.1	Tutkimuksen toimeksianto	1
1.2	Tutkimusongelma	1
1.3	Tavoitteet	2
1.4	Rajaukset	2
2	Jännitetyt teräsbetonirakenteet	5
2.1	Jännitetyt teräsbetonirakenteet yleensä	5
2.2	Esijännitetyt laattarakenteet	6
2.3	Esijännitetyt palkkirakenteet	7
2.4	Esijännitettyjen rakenteiden mitoittaminen eurokoodin mukaan	9
2.5	Jatkuva jännitetty betoni-betoni liittorakenne	14
2.6	Betoni-betoni liittorakenteen työsauman leikkauskestävyys	16
3	Betoni-teräs -liittopalkkileikkaukset	17
3.1	Betoni-teräs -liittopalkit nykyrakentamisessa	17
3.2	Liittopalkin mitoittaminen eurokoodin mukaan	18
3.2.1	Plastisuusteorian mukainen taivutuskestävyys	18
3.2.2	Epälineaarisen teorian mukainen taivutuskestävyys	24
3.2.3	Kimmenteorian mukainen taivutuskestävyys	26
3.2.4	Plastisuusteorian mukainen leikkauskestävyys	31
4	Kaksinkertainen liittorakennevälipohja	32
4.1	Lohjan pysäköintitalojärjestelmä	32
4.2	Tutkittava rakennejärjestelmä	33
5	Tutkittavan välipohjarakenteen rakenteelliset muutokset	34
5.1	Kuorilaattakenttiin suunniteltavat aukot	34
5.1.1	Aukotusten toimintaperiaatteet	34
5.1.2	Tapaus 1	35

5.1.3	Tapaus 2	37
5.2	Palkkeihin suunniteltavat muutokset, tapaus 3	38
6	Staattisen rakennemallin muuttuminen ja rakenteiden kestävyys	40
6.1	Rajaukset	40
6.2	Kuorilaatat	40
6.2.1	Staattisen rakennemallin muuttuminen	40
6.2.2	Välipohjan taivutuskapasiteetit	42
6.2.3	Taipuma	44
6.3	Palkit	44
6.3.1	Palkin taivutuskapasiteetit lähtötilanteessa	44
6.3.2	Palkin staattisen rakennemallin muuttuminen, tapaus 1	45
6.3.3	Palkin staattisen rakennemallin muuttuminen, tapaus 2 (katkaistava palkki)	47
6.3.4	Leikkauskapasiteetti	50
6.3.5	Leikkausliitos työsaumassa	52
6.3.6	Taipuma	54
7	Yhteenveto	55
	Lähteitä	57
	Liitteet	
	Liite 1. Mathcad -laskelma: Kaksinkertainen liittorakennevälipohja, kuorilaatta	
	Liite 2. Mathcad -laskelma: Kaksinkertainen liittorakennevälipohja, esijännitetty betoni-teräs -liittopalkki	

1 Johdanto

1.1 Tutkimuksen toimeksianto

Tutkimus tehdään Sitowise Oy:lle, joka on suurin suomalaisomisteinen rakennusalan suunnittelu- ja konsultointitoimisto. Sitowise Oy:n tarjoamia palveluita ovat kaikki rakennetun ympäristön suunnittelu- ja asiantuntijapalvelut sekä digitaaliset palvelut laajalti ympäri Suomen. Tutkimuksen toimeksianto liittyy yrityksellä käynnissä olevan liikerakennuksen perusparannushankkeen rakennesuunnitteluun.

1.2 Tutkimusongelma

Tutkimuksen kohteena olevan liikerakennuksen perusparannushankkeen yhteydessä rakennukseen halutaan lisätä uusia porrasyhteyksiä kerrosten välille, jonka takia tarvitaan uusia suuria aukkoja tasorakenteisiin. Rakennuksen välipohjat eivät ole kuitenkaan tavanomaisia yksiaukkoisia elementtivälipohjia, vaan rakenteena on niin kutsuttu kaksinkertainen esijännitetty liittorakennevälipohja. Välipohjarakenteen muodostavat esijännitetyt kuorilaatat ja palkit, jotka on yhdistetty toisiinsa rakenteellisella pintavalulla. Välipohjien esijännityksen, esikorotuksen ja valunaikaisen tuennan ansiosta rakenne toimii kaikissa kuormitustilanteissa puristettuna, jolloin se ei halkeile merkittävästi, ja pysyy siten vesitiiviinä. Rakennejärjestelmä on aikoinaan tunnettu nimellä Lohjan pysäköintitalojärjestelmä, jota on nimensä mukaisesti käytetty enimmäkseen pysäköintilaitoksissa. Lisäksi rakennejärjestelmän palkit eivät ole tavanomaisia esijännitetyjä teräsbetonipalkkeja, vaan ne koostuvat esijännitetystä kuorilaattaosasta, johon on liitetty kaksi teräspalkkia sekä pintabetonista, joka peittää teräspalkit sisäänsä.

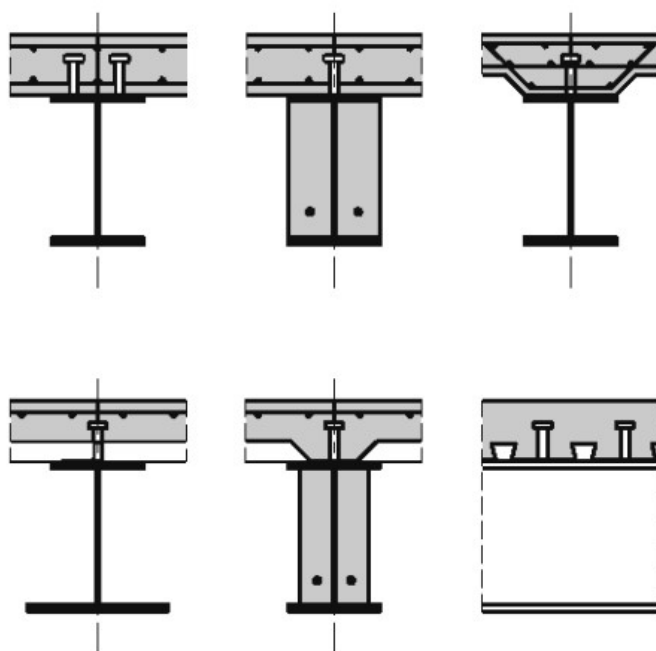
1.3 Tavoitteet

Työn tavoitteena on tutkia välipohjarakenteen staattisen rakennemallin muuttumista ja selvittää mahdolliset vahvistustarpeet ja -menetelmät, kun siihen tehdään suuria aukoksia. Työssä on tarkoitus luoda yrityksen käyttöön MathCad -laskentapohja, jolla voidaan laskea kuorilaattavälipohjan taivutuskestävyys liitorakenteen sisäiset pakkovoimat huomioiden sekä arvioida rakenteen taipumaa. Lisäksi luodaan samanlainen MathCad -laskentapohja esijännitetyistä liittopalkkeista, joiden taivutuskestävyyden laskenta perustuu pitkälti samoihin kaavoihin kuorilaattojen kanssa, mutta palkin laskelmissa huomioidaan niiden sisään valettujen teräspalkkien liittovaikutus tukialueen taivutuskapasiteettia laskettaessa.

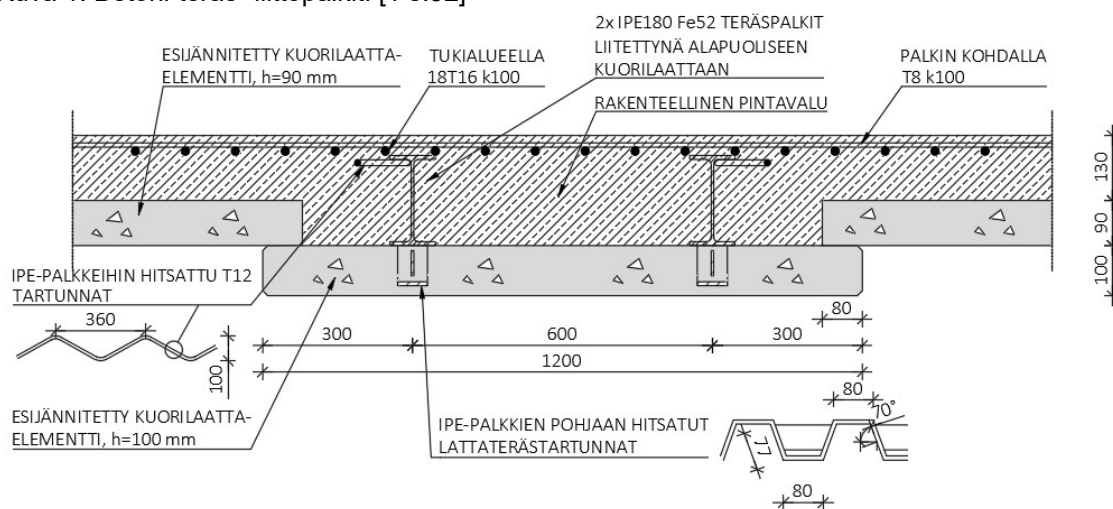
1.4 Rajaukset

Opinnäytetyöhön valikoidussa kohteessa on tarkoitus tehdä välipohjiin useampia eri kokoisia aukkoja, jotka ovat lähes kaikki keskenään erilaisia ympäröiviltä rakenteiltaan ja mitoiltaan. Tähän opinnäytetyöhön on rajattu kaksi tapausta, joissa tehdään uusi aukko välipohjaan ja yksi tapaus, jossa myös vanha palkki katkaistaan välipohjaan tehtävän aukon yhteydessä. Tutkittavat rakenteiden muutokset ovat rakenteen staattisen mallin muuttumisen kannalta merkittävimpiä, jonka takia muiden aukkojen tutkiminen on rajattu tämän tutkimuksen ulkopuolelle. Välipohjaan tehtävän aukon kohdalla tutkitaan rakenteen jatkuvuuden menetyksen aiheuttamia muutoksia viereisissä kentissä, sekä kuorman vähenemisen vaikutusta palkkilinjalla. Katkaistavan palkin kohdalla tutkitaan taivutusrasitusten muutoksia tuella sekä kentässä.

Laattarakenteita tutkitaan tavallisina jännitettyinä rakenteina, mutta palkkilinjoja tutkittaessa on otettava huomioon myös pintavalun sisään valettujen teräspalkkien vaikutus. Palkkien tukialueen taivutuskapasiteetti lasketaan siis teräspalkkien ja betonin muodostaman liitorakenteen ehdoin. Liitorakenteen laskenta suoritetaan eurokoodin SFS-EN 1994-1-1 mukaan. Eurokoodin mitoitus perustuu lähtökohtaisesti kuitenkin poikkileikkaukseltaan hieman erilaisille rakenteille. Eurokoodissa esitetyt tyypilliset poikkileikkaukset on esitetty kuvassa 1 ja tutkittavan palkin poikkileikkaus kuvassa 2. [1]



Kuva 1. Betoni-teräs -liittopalkit. [1 s.32]



Kuva 2. Tutkittavan välipohjan jännitetty liittopalkki

Eurokoodissa esitetyt palkit ovat pääasiassa vain teräspalkkeja, jotka on liitetty hitsatuin vaarna-ankkurein betonilaattaan, jolloin liittorakenne muodostaa T-poikkileikkauksen. Eurokoodin mukaan voidaan teräspalkki valaa osittain betoniin, jolloin betoniin voidaan sijoittaa lisäraudoitusta ja saadaan lisää puristuspinna-ala. Tutkittavassa rakenteessa teräspalkit on sijoitettu jännepunokset sisältävän kuorilaatan yläpuolelle, joten teräspalkit sijaitsevat positiivisessa taivutuksessa puristetulla puolella, jossa myös lopputilanteessa

on paikallavalettu pintalaatan betoni ottamassa puristusrasituksia. Negatiivisessa taivutuksessa, eli tukialueilla, kuorilaatta taas toimii puristettuna ja teräspalkit ottavat vetorasituksen yhdessä pintavaluun sijoitetun harjateräsraudoituksen kanssa. Teräspalkit ovat kokonaisuudessaan betonivalun sisällä, joka ei täysin vastaa eurokoodissa esitettyjä poikkileikkauksia. [1]

Eurokoodin mukaan liittopoikkileikkauksen taivutuskestävyyden mitoitusarvo voidaan määrittää jäykkäplastisen teorian mukaan, kun teräsosa kuuluu poikkileikkausluokkaan 1 tai 2. Puristettujen teräsosien poikkileikkausluokan määrittäminen tapahtuu eurokoodin taulukon 5.2 mukaan, jonka perusteella tutkittavan rakenteen puristetut teräsosat kuuluvat poikkileikkausluokkaan 1 (liite 2). Lisäksi eurokoodissa on ehtona, että rakennetta ei ole jännitetty jänneteräksillä [1, s.33]. Tutkittavassa rakenteessa on alapinnan kuorilaattaosassa jännepunokset, mutta niiden ei oleteta toimivan tukialueella. Opinnäytetyön laajuuden puitteissa rajataan tukialueen taivutuskestävyyden liittorakennetarkastelu vain jäykkäplastisen teorian mukaiseksi. Kentän taivutuskestävyyden tarkastelussa taas ei huomioida teräspalkkien ja betonin liittovaikutusta, vaan esijännitetyn betonipalkkipoikkileikkauksen taivutuskapasiteettiin lisätään yksittäisten teräspalkkien taivutuskapasiteetit. [1]

Liittopoikkileikkauksen leikkausrasitukset eivät tule rakenteen staattisten rakennemallien muutosten myötä ainakaan kasvamaan, sillä palkeille tulevat kuormat vain vähenevät. Tämän myötä leikkauskestävyyden tarkka määrittäminen ei ole tutkimuksen kannalta kovin merkittävässä osassa, joten sen laskenta suoritetaan yksinkertaistetuilla menetelmillä. Tutkimuksessa otetaan kuitenkin huomioon myös taivutusrasituksesta syntyvä elementin ja pintabetonin työsauman leikkauskapasiteetti.

2 Jännitetyt teräsbetonirakenteet

2.1 Jännitetyt teräsbetonirakenteet yleensä

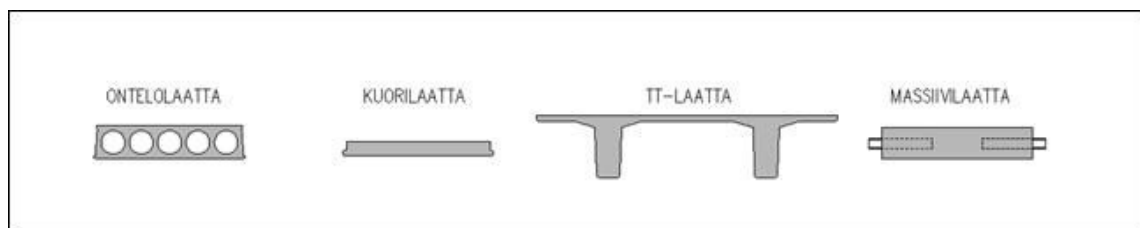
Jännitetyt teräsbetonirakenteet jakautuvat jännitysvaiheen mukaan kahteen tyyppiin; esijännitetyt sekä jälkijännitetyt rakenteet. Esijännitetyt rakenteet ovat valmiselementtejä, joiden valmistus tapahtuu siten, että betonimassa valetaan esijännitettyjen jännepunosten ympärille. Kun betoni on lujittunut riittävästi, laukaistaan jännepunokset. Tällöin punokset pyrkivät palautumaan alkuperäiseen tilaansa, mutta tartunta betoniin aiheuttaa betonielementtiin puristusta sen pituusakselin suunnassa. Vaihtoehtoisesti kuormien siirtyminen punoksilta betonille voidaan tehdä myös pääteankkureilla. Punokset asetetaan valuun epäkeskeisesti siten, että laattaelementti käyristyy luonnostaan ylöspäin. Näin ollen rakenteessa esiintyy kuormituksen alaisena vain puristusjännityksiä tai vain pieniä ennalta suunniteltuja vetojännityksiä, joita vastaan rakenne raudoitetaan tavallisilla harjateräsradoitteilla. [6]

Jälkijännitetyissä rakenteissa pääperiaatteena on sama kuin esijännitetyissä, eli betonille pyritään aikaansaamaan pelkkää puristusjännitystä, kun jännepunokset ottavat kaiken vetorasituksen. Nimensä mukaisesti jälkijännitetyissä rakenteissa betoni kuitenkin valetaan ensin ja valuun asennetaan putkivaraukset jännepunoksia varten. Punokset asennetaan kuitenkin putkiin yleensä jo ennen valua. Betonin lujituttua jänteet jännitetään suunniteltuun jännitysarvoon, jonka jälkeen jänteet ankkuroidaan ja korroosiosuojataan. [6]

Jännitetyillä rakenteilla on tavallisiin teräsbetonirakenteisiin nähden useita etuja. Jännitetyt teräsbetonirakenteet hyödyntävät paremmin betonille ominaisen hyvän puristuslujuuden sekä teräksen hyvän vetolujuuden. Näin rakenteista saadaan yleisesti kevyempiä pienemmällä teräsmäärällä ja pidemmällä jänneväleillä. Lisäksi oikein toimivat jännitetyt rakenteet halkeilevat huomattavasti perinteisiä teräsbetonirakenteita vähemmän. [6]

2.2 Esijännitetyt laattarakenteet

Yleisimpiä esijännitetyjä rakenteita ovat erilaiset laattarakenteet, kuten ontelolaatta, TT-laatta sekä kuorilaatta, joiden poikkileikkausten muodot on esitetty kuvassa 3. Kaikilla niillä on omat etunsa ja käyttötarkoituksensa. Laattatyypin valintaan vaikuttaa kuorma-vaatimusten ja jännevälin lisäksi muun muassa arkkitehtoniset vaatimukset, ääneneristävyyden, palonkestävyys sekä laataston aukotukset. [5]



Kuva 3. Yleisimmät laattatyypit. Ontelo-, kuori- ja TT-laatta valmistetaan esijännitettynä rakenteina, kun taas massiivilaatta useimmiten tavallisena raudoitettuna teräsbetonirakenteena. [5]

Ontelolaatta on betonirakentamisessa yleisin käytetty elementtilaatta. Laattojen vakioleveys on 1200 mm ja paksuus 150, 200, 265, 320, 370, 400 tai 500 mm. Ontelolaatan onteloiden muoto ja lukumäärä riippuvat käytettävästä laattakoosta. Ontelolaatat valmistetaan liukuvaluna erittäin jäykästä betonimassasta, jonka lujuus on yleensä C40-C70. Ontelolaatoilla voidaan rakentaa laattakenttiä, joiden jänneväli on jopa 20 m. Mikäli laattakenttä toimii ulokkeena, voidaan ontelolaatta varustaa myös yläpinnan jännepunoksilla. Lyhyet ulokkeet on mahdollista toteuttaa myös erikseen raudoitettavalla pintavallalla, jolloin raudoitus tulee ankkuroida ontelolaattaan siten, että ne toimivat yhdessä liittorakenteena. [5]

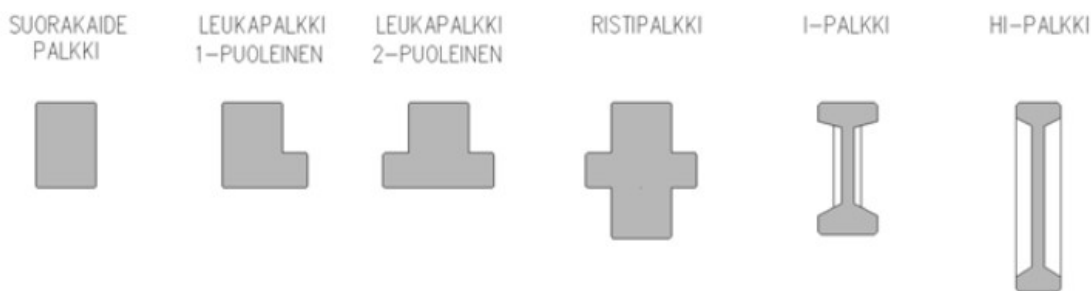
TT-laatat ovat poikkileikkaukseltaan nimensä mukaisesti kahden vierekkäisen T-kirjaimen muotoisia. Laatta koostuu siis kahdesta palkista, joista käytetään yleisesti nimitystä ripa, sekä ripojen yläpinnat yhdistävästä ohuesta raudoitetusta pintalaatasta. TT-laattoja käytetään yleisimmin teollisuus- ja varistorakennusten yläpohjissa ja suurten myymälä- ja paikoitusrakennusten ylä-, väli- sekä alapohjissa. TT-laatoissa jännepunokset sijaitsevat ripojen alapinnassa. Yleensä TT-laattojen yläpintaan valetaan työmaalla erillinen pin-

tavalu, jonka tarkoituksena on parantaa rakenteen palo-osastointia sekä laatan kantavuutta. Pintabetonin tarkoituksena on myös siirtää hyötykuormaa laatan ripaosille sekä yhdistää laatat toisiinsa muodostaen yhtenäisen levyn. [5]

Työmaalla valettavan pintabetonin ja esijännitetyn teräsbetonelementin liittovaikutukseen perustuu myös esijännitetyt kuorilaatat. Kuorilaatta on itsessään umpibetonia ja sen vakiopaksuudet ovat nykyään 100 mm, 120 mm ja 150 mm vakioleveyden ollessa ontelolaatan tavoin 1200 mm. Pintalaatta valetaan 100 – 200 mm paksuisena, riippuen yleensä rakenteelta vaaditusta kantokyvystä ja jännevälillä. Pintalaatan raudoituksella voidaan toteuttaa myös lyhyitä ulokerakenteita. Kuorilaatta toimii pintabetonin valumuotina, mutta yleensä kuorilaatat joudutaan tukemaan alapuolelta, kunnes paikallavalu on kuivunut. Työnaikaisella tuennalla estetään liika alkutaipuma, kiertyminen, laattojen välinen hammastus sekä liika halkeilu ja parannetaan ennen kaikkea työnaikaista kantokykyä. Ilman työnaikaista tuentaa jännepunosten aiheuttama puristus ei myöskään siirry tehokkaasti pintabetonille. [5]

2.3 Esijännitetyt palkkirakenteet

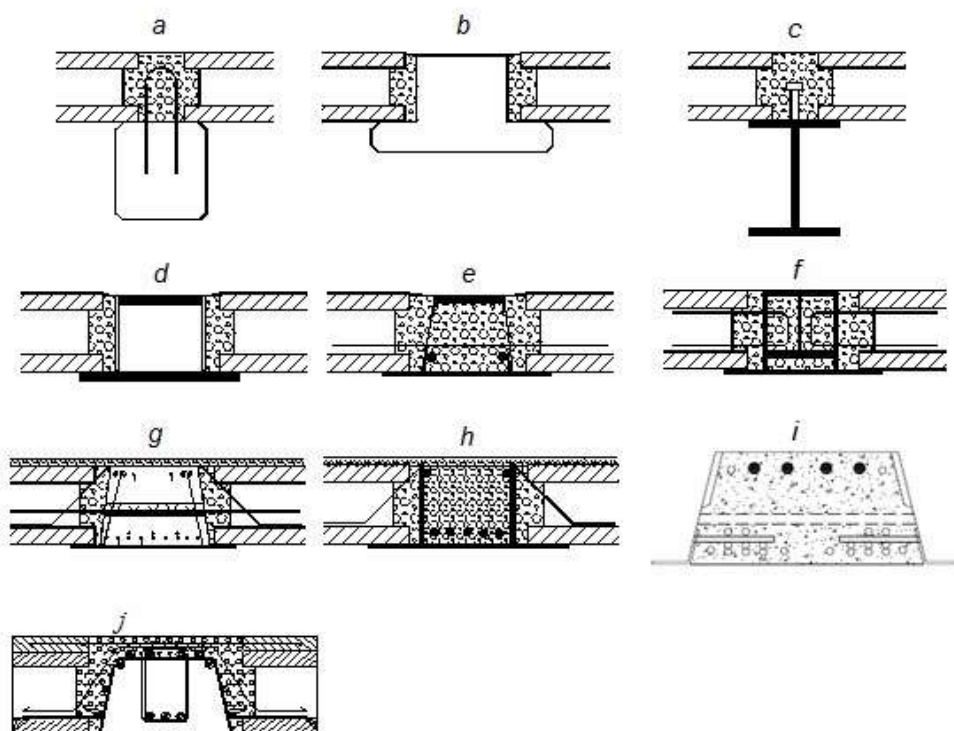
Talorakentamisessa käytetyt palkkirakenteet jaetaan eri tyyppeihin niiden muotojen mukaan. Yleisimmin käytössä on kuvan 4 mukaiset poikkileikkaukset; suorakaidepalkki, erilaiset leukapalkit, sekä I ja HI-palkit. Näistä kaikkia voidaan valmistaa esijännitettyinä, mutta tavanomaisina teräsbetonipalkkeina vain suorakaide- ja leukapalkkeja. [5]



Kuva 4. Palkkityypit [5]

Esijännitetyjä palkkeja käytetään yleensä, kun tarvitaan pitkiä jännevälejä ja/tai palkin tulee kestää suuria kuormia. Jännebetonipalkin käyttö on usein eduksi myös silloin, kun on valmistettava samanlaisia palkkeja useita kappaleita (toistuva rakenne). Periaatteessa myös palkki- ja laattaelementin välillä ei ole muuta eroa, kuin korkeuden ja leveyden suhde. Palkit ovat yleensä korkeudeltaan suurempia leveyteen nähden, jolloin niillä on suurempi taivutusvastus ja ne kantavat suurempia kuormia. Mitoituksen kannalta palkin ja laatan välillä ei ole siten suurta eroa. Käytännössä laattaelementit mitoitetaan yksittäisinä palkkeina, mutta sen lisäksi niiden suunnittelussa tulee huomioida myös rakenteen toimiminen yhtenäisenä laattakenttänä.

Tavanomaisten palkkien lisäksi on olemassa erityisesti mataliin tiloihin hyvin soveltuvia matalapalkkeja. Matalapalkeissa suuri osa rakenteen korkeudesta on upotettu välipohjalaatan sisään, jolloin alapuolelle ei jää niin korkeaa osaa kuin tavanomaisissa palkkeissa. Kuvassa 5 on esitetty erilaisia matalapalkkityyppejä, joista a ja c ovat käytännössä tavallisia palkkeja, mutta niiden taivutuskestävyyttä on parannettu yhdistämällä ne välipohjan korkuiseen betonivaluun. Palkkityypin b tapauksessa on leukapalkki, joka muotoilunsa puolesta jo sellaisenaan uppoaa välipohjan sisään, joten erillistä liittovaikutusta ei välttämättä tarvita. Leukapalkin uuma voidaan myös vaarnata toimimaan liittorakenteena jälkivalun kanssa, jolloin saatetaan saada vielä rakenteen korkeutta pienemmäksi. Muut palkkityypit perustuvat pääosin betonin ja teräksen liittovaikutukseen ja suuri osa niistä on patentoituja ratkaisuja. Tunnetuin näistä on palkkityyppi e, teräksinen deltapalkki, joka muodostaa liittopoikkileikkauksen yhdessä betonin kanssa.



Kuva 5. Erilaisia matalapalkkityyppejä. a = suorakaidepalkki liittorakenteena pintabetonin kanssa, b = leukapalkki jonka uuma vaarnattu, c = teräspalkki liittorakenteena pintabetonin kanssa, d = WQ-palkki eli sileäuumainen teräsleukapalkki, e = deltapalkki eli patentoitu vinouumainen teräsluottopalkki, f = MEK-palkki eli patentoitu teräsluottopalkki, g = LBL- ja LB-palkki eli patentoitu vinouumainen jännitetty luottopalkki, h = kvatropalkki eli patentoitu teräsluottopalkki, i = BM-palkki eli jännitetty teräsleukainen betonipalkki j = A-palkki eli patentoitu vinouumainen teräsluottopalkki [5]

2.4 Esijännitettyjen rakenteiden mitoittaminen eurokoodin mukaan

Esijännitettyjen teräsbetonirakenteiden mitoituksen vaatimukset on esitetty standardissa SFS-EN 1992-1-1. Standardin mukaan esijännityksen vaikutuksia voidaan tarkastella joko jännityksen aiheuttamana kuormana tai puristuman ja epäkeskeisen jännityksen aiheuttaman esikaarevuuden aiheuttamana kestävyutenä. Kuormitukset tulee laskea rakenteille EN 1991 mukaan ja esijännitys huomioidaan standardissa EN 1990 määritellyissä kuormitusyhdistelmissä. Jännityskuorman vaikutukset tulee sisällyttää kuormista aiheutuviin voimasuureisiin. Näin ollen jännitetyn poikkileikkauksen kestävyys rajoittuu jännepunosten kykyyn kehittää esijännityksen ylittäviä jännityksiä. Standardin mukaan

tämä voidaan määrittää oletuksella, että jännepunosten jännitys-venymäkäyrän keskipiste sijaitsee esijännityksestä aiheutuvan venymän kohdassa. [4. s. 75]

Jännebetonirakenteen jännittämisvoima määrittää sen, kuinka paljon betoniin syntyy puristusta. Betonia puristavan jännevoiman epäkeskisyyys rakenteen neutraaliakselilta yhdessä jännevoiman suuruuden kanssa taas määrittää sen, kuinka paljon rakenne pyrkii käyristymään ylöspäin. Jännevoiman suuruus esimerkiksi nykyaikaisilla ontelolaatoilla on tavallisesti 1000 N/mm² ja nyt jo tuotannosta poistuneilla variat -laatoilla se oli yleensä 1100 N/mm². Eurokoodin mukaisessa mitoituksessa tartuntajänteellisissä rakenteissa tulee huomioida jännehäviöt, jotka aiheutuvat ankkurointilaitteiden liukumahäviöistä ΔP_{sl} , betonin kimmoisesta kokoonpuristumasta ΔP_{el} sekä jänneteräksen väsymisestä ΔP_r , eli relaksaatiosta jänteen jännittämisen yhteydessä sekä jänteen laukaisun jälkeen. Jännettä kuormittava jännittämisen aikainen voima saa olla enintään: [9.s. 64, 4.]

$$P_{max} = A_p * \sigma_{p,max} \quad (2.1)$$

missä

A_p on jänteen poikkileikkauksen pinta-ala

$\sigma_{p,max}$ on suurin jännitys, joka jänteeeseen vaikuttaa.

$$\sigma_{p,max} = \min\{k_1 * f_{pk}; k_2 * f_{p0,1k}\}$$

k_1 ja k_2 kertoimien arvot voidaan esittää kansallisessa liitteessä, suositusarvot ovat

$k_1 = 0,8$ ja $k_2 = 0,9$

f_{pk} on jänneteräksen ominaisvetolujuus

$f_{p0,1k}$ on jänneteräksen 0,1 -rajan ominaisarvo

Alkuhäviöiksi luokiteltavat liukumahäviöt ΔP_{sl} on huomioitava jännevoimia laskettaessa. Niiden arvot esitetään yleensä tuotekohtaisissa teknisissä hyväksynnöissä. Vanhojen rakenteiden kohdalla liukumahäviötä ei välttämättä ole huomioitu lainkaan tai siitä ei ainakaan voi olla aina varmuutta. Tällöin liukumahäviö voidaan jättää kokonaan huomioi-

matta. Sen sijaan laskelmissa voidaan huomioida pitkäaikaishäviöt relaksaatio, kutistuma sekä viruma niiden loppuarvoilla, ellei tarkempaa analyysia ole tarpeen käyttää. [9 s. 65, 10 s. 45]

Pitkäaikaisten jännehäviöiden laskennassa voidaan käyttää yksinkertaistettua ajasta riippuvaa kaavaa, joka huomioi sekä kutistuman ja viruman, että myös jänneterästen relaksaation. Kaavassa jänneterästen vetojännityksestä aiheutuva väsyminen huomioidaan likiarvoisella pienennyskertoimella 0,8. Puristusjännitykset ja niiden aiheuttamat muodonmuutokset esitetään kaavassa positiivisina suureina. [4]

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \frac{(\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + n_p \varphi(t, t_0) |\sigma_{c,qp}|)}{1 + n_p \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_{uc}} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} \quad (2.2)$$

missä

ε_{cs}	on betonin kutistuman itseisarvo [%o]. Puristusjännityksen alaisessa rakenteessa arvoa voidaan pienentää raudoitussuhteen (ρ) perusteella laskettavalla arvolla $1 - 10\rho$
$\Delta \sigma_{pr}$	on jänneteräksen relaksaatiosta aiheutuva jännityshäviö. Arvo määritetään alkujännevoiman ja pitkäaikaiskuorman aiheuttaman jännityksen perusteella.
n_p	on jänneterästen ja betonin kimmokertoimien suhde $\left(\frac{E_p}{E_c}\right)$
$\varphi(t, t_0)$	on betonin virumaluku ajan hetkellä t , kuormituksen alkaessa hetkellä t_0
$\sigma_{c,qp}$	on pitkäaikaisten kuormien sekä alkujännevoiman aiheuttama betonin jännitys jänneterästen kohdalla
A_c	on betonipoikkileikkauksen pinta-ala
I_{uc}	on betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti halkeilemattomassa tilassa
z_{cp}	on jänneterästen painopisteen etäisyys betonipoikkileikkauksen painopisteestä

Jänneterästen relaksaation aiheuttamat häviöt esitetään valmistajien koetodistuksissa (EN1992-1-1, s. 43). Mikäli kyseistä todistusta ei ole saatavilla, voidaan häviö määrittää

niiden relaksaatioluokan perusteella taulukkoarvona. Taulukossa 1 on esitetty relaksaatiohäviön suuruus prosentteina 1000 tunnin simuloinnin jälkeen kolmelle eri relaksaatioluokalle. Mikäli tarkempaa tietoa jänteistä ei ole saatavilla, voidaan laskennassa käyttää taulukon arvoja kolmikertaisina. Jänneterästen relaksaatiohäviö voidaan myös määrittää tarkemmilla menetelmillä eurokoodin EN 1992-1-1 kohdan 3.3.2 mukaisilla kaavoilla, joissa on kuitenkin tiedettävä tarkkoja arvoja jännittämishetkeltä. [4, 9, 10]

Taulukko 1. Eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 mukaiset relaksaatioluokat. (Liikennevirasto, 2012)

Relaksaatioluokka	Kuvaus	ρ_{1000}
Luokka 1	lanka tai punos – tavanomainen relaksaatio	8 %
Luokka 2	lanka tai punos – pieni relaksaatio	2,5 %
Luokka 3	kuumavalssatut tai muokatut tangot	4 %

Jännitettyjä betonirakenteita suunniteltaessa on tiedettävä, että jänneterästen poikkipinta-aloja ei voida välttämättä laskea suoraan tangon ulkohalkaisijan perusteella. Mikäli kyseessä on jännepunos, joka koostuu useammista ohuemmista langoista, on tangon todellinen poikkipinta-ala pienempi kuin suoraan halkaisijan perusteella laskettuna. Jänneterakenteissa on kuitenkin käytetty myös jännelankoja, joiden poikkipinta-ala on laskettavissa suoraan halkaisijan perusteella. Nykyisin käytettävien punosten poikkipinta-alat ja lujuusluokat on esitetty taulukossa 2. [8, 9]

Taulukko 2. Jännepunosten poikkileikkaukset ja lujuusluokat.

Jännepunoksen halkaisija, D_n [mm]	Poikkipinta-ala, A_p [mm ²]	Lujuusluokka
6,4	25	1570/1770
9,3	52	1570/1770
12,5	93	1570/1770
15,2	139	1470/1670

Betonin kimmoisan kokoonpuristuman aiheuttama jännehäviö saadaan yksinkertaistusta kaavasta, kun tutkitaan jännittämisen jälkeisten kuormien vaikutusta:

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \frac{\Delta \sigma_c}{E_c} \quad (2.3)$$

missä

A_p on jänteiden kokonaispinta-ala poikkileikkauksessa

E_p on jänneterästen kimmokerroin

$\Delta \sigma_c$ on laukaisun aiheuttama jännityksen muutos jänneterästen painopisteessä

Jännevoimien siirtohetkellä betonille sallittu puristusjännitys tulee rajoittaa siten, että rakenteeseen ei synny haitallisia halkeamia tai ylisuurta puristuksen suuntaista virumaa rakenteen toiminnan kannalta. Mikäli rakenne on rasiusluokaltaan XD, XF tai XS, suositellaan puristusjännityksen rajoittamista arvoon:

$$\sigma_c \leq 0,6 f_{ck} \quad (2.4)$$

missä $f_{ck}(t)$ tarkoittaa betonin ominaispuristuslujuutta laukaisuhetkellä, kun jänneterästen voima kohdistuu betoniin. [4]

Elementin raudoitteiden vetojännityksiä taas tulee rajoittaa materiaalin epälineaarisen venymisen sekä liiallisen betonin halkeilun ja rakenteen haitallisen taipumisen välttämiseksi. Nämä katsotaan vältetyksi rajoittamalla kuormituksen ominaisyhdistelmän aiheuttama raudoituksen vetojännitys arvoon:

$$\sigma_t \leq 0,8 f_{yk} \quad (2.5)$$

Mikäli raudoitukseen kohdistuva vetojännitys aiheutuu rakenteen pakkosiirtymistä tai muodonmuutoksista, saa vetojännitys olla:

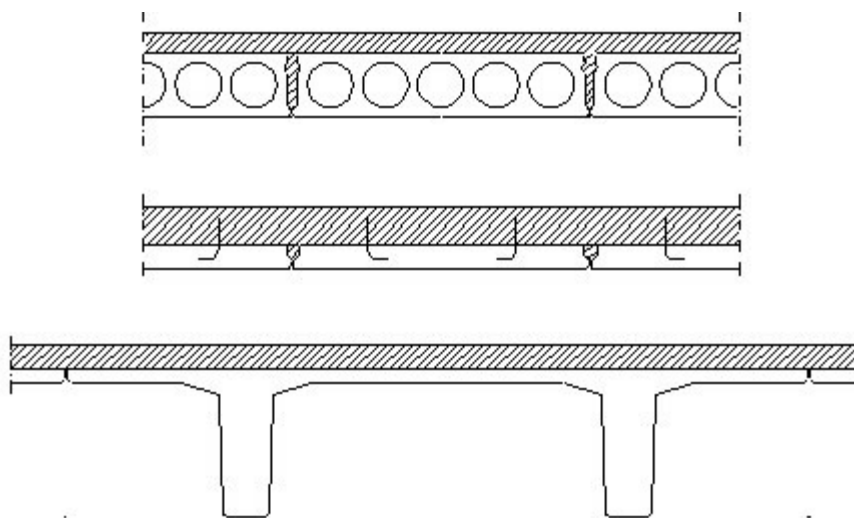
$$\sigma_t \leq 1,0 f_{yk} \quad (2.6)$$

Jänneterästen keskimääräinen vetojännitys puolestaan saa olla enintään:

$$\sigma_t \leq 0,75 f_{yk} \quad (2.7)$$

2.5 Jatkuva jännitetty betoni-betoni liittorakenne

Betoni-betoni liittorakenne on esimerkiksi betonielementin ja siihen liitetyn paikallavalun muodostama liittorakenne. Yleisimmin käytetty betoni-betoni liittorakenne on esijännitetyn kuorilaattaelementin ja sen pintabetonin yhdistelmä, mutta myös ontelolaatoista ja TT-laatoista voidaan tehdä liittorakenteita niiden päälle valettavan pintabetonin kanssa, kuten kuvassa 6 on esitetty. [5]



Kuva 6. Betoni-betoni liittorakenteita. Ylimpänä ontelolaatan ja pintabetoni liittorakenne, keskellä kuorilaatan ja pintabetonin liittorakenne ja alimana TT-laatan ja pintabetoni liittorakenne. [5]

Elementin päälle valettavalla pintabetonilla mahdollistetaan esimerkiksi laattakentän jatkuvuus tuella, jolloin rakenteelle saadaan enemmän kantavuutta. Esijännitetyistä laattaelementeistä voidaan tehdä tuella jatkuvia rakenteita raudoittamalla pintabetoni tukimomentin vaatiman raudoituksen mukaan ja valamalla elementtien välinen sauma umpeen siten, että se ottaa vastaan tukimomentista aiheutuvan puristusresultantin. [11]

Välituilla jatkuvissa liittorakenteissa tulee huomioida tukimomenttia määritettäessä elementin ja pintabetonin kutistumaerojen ja viruman aiheuttamat pakkomuodonmuutokset. Pintabetonin valuhetkellä on elementti saattanut saada kuivua rauhassa jo esimerkiksi

kuukauden ajan, jolloin sen kuivumiskutistuma on pääosin jo tapahtunut. Tällöin rakennekerrosten välille syntyy kutistumaero, joka pyrkii aiheuttamaan välituen molemmin puolin kiertymäeron, josta taas aiheutuu tuelle joko negatiivista tai positiivista momenttia, riippuen kiertymien suunnista. Jos rakenne käyristyy alaspäin, syntyy negatiivinen tukimomentti. Jos taas rakenne käyristyy ylöspäin, syntyy positiivinen tukimomentti. Kun pintabetonin kutistuma on alapuolisen elementin kutistumaa suurempi, käyristyy rakenne alaspäin. Samankaltaisen kiertymäeron aiheuttaa viruma, joka tavallisesti aiheuttaa rakenteen kiertymää alaspäin, mutta jännitetyillä rakenteilla viruma voi olla myös ylöspäin suuntautuvaa. Ehtona on, että jännepunosten esijännitysvoiman ja epäkeskeisyyden aiheuttama momentti käyristää rakenteen ylöspäin. Tässä tulee huomioida myös, että elementtilaatta voi toimia työnaikaisesta tuennasta riippuen täysin yksiaukkoisena rakenteena, kunnes valu on kovettunut. Pintavalun kuivumiskutistuman aikana alkaa osa elementin ja pintabetonin aiheuttamista rasituksista siirtyä jatkuvana liittorakenteena toimivan rakenteen kannettavaksi. Kun pintabetoni on kovettunut ja liittovaikutus on alkanut, toimii rakenne sen jälkeen tuleville kuormille välittömästi jatkuvan rakenteen ehdoin. [11]

Mikäli esijännitetty liittorakenne suunnitellaan siten, että rakenne käyristyy virumasta ylöspäin, on välituelle syntyvä momentti positiivista. Positiivisella momentilla voidaan tasapainottaa kutistumaeroista sekä hyötykuormista syntyvää negatiivista tukimomenttia, jolloin tukialueella tarvittavan yläpinnan raudoituksen määrä on huomattavasti pienempi. Rakenteen viruminen ylöspäin on mahdollista, kun jännepunoksiin muodostetaan riittävän suuri esijännitysvoima ja ne asetetaan riittävän epäkeskeisesti rakenteen painopisteakseliin nähden. Jotta viruman ja kutistumaerojen aiheuttamat pakkovoimat voidaan huomioida esimerkiksi välituen momenttia tasapainottavina tekijöinä, olisi suositeltavaa laskea niiden teoreettiset arvot hyvin tarkkaan. Tarkkaan lasketuista arvoista huolimatta kokonaisrasituksia pienentäviä pakkovoimien teoreettisia arvoja ei tulisi ottaa kokonaisuudessaan huomioon. Esimerkiksi tuelle mitoitettaessa yläpinnan raudoitusta, otetaan kutistuman aiheuttama negatiivinen momentti kokonaan huomioon, mutta viruman aiheuttamasta positiivisesta momentista huomioidaan vain esimerkiksi 70 %. Tällöin laskelmiin saadaan hieman lisävarmuutta, sillä laskentakaavat ovat kuitenkin teoreettisia ja niissä joudutaan tekemään oletuksia esimerkiksi kuivumisolosuhteiden osalta, jotka eivät välttämättä ole tasan laskelmissa oletetun mukaisia. Lisävarmuuden huomioiminen on

erityisen tärkeää varsinkin laskettaessa vanhan jo olemassa olevan rakenteen kantavuuksia, sillä vuosikymmeniä sitten rakennetun rakennuksen valuolosuhteista tuskin on minkäänlaista dokumentoitua tietoa. [11]

2.6 Betoni-betoni liittorakenteen työsauman leikkauskestävyys

Liittorakenteen taivutusrasituksesta sekä elementtilaatan ja pintabetonin välisestä kutistumaerosta aiheutuu niiden välille leikkausjännitys, jonka rakenteiden välisen sauman on kestettävä. Työsauman leikkauskestävyyden mitoitus perustuu eurokoodin 1992-1-1 kaavan 6.25 mukaisesti kitka-koheesioteoriaan, jossa betonien välinen tartunta vastaa koheesiota ja saumaraudoitus aiheuttaa pintojen välille kitkaa:

$$v_{Rdi} = c * f_{ctd} + \mu * \sigma_n + \rho * f_{yd} * (\mu * \sin\alpha + \cos\alpha) \quad (2.8)$$

missä

c	on koheesiokerroin SFS-EN-1992-1-1 kohdan 6.2.5(2) mukaisesti
μ	on kitkakerroin SFS-EN-1992-1-1 kohdan 6.2.5(2) mukaisesti
f_{ctd}	on betonin mitoitusvetolujuus. Käytettävä heikomman betonin arvoa.
σ_n	on saumaa vastaan kohtisuora puristusjännitys.
ρ	on sauman raudoitussuhde
f_{yd}	on sauman raudoituksen mitoituslujuus
α	on raudoituksen kaltevuuskulma saumaan nähden.

Kaavassa voidaan määrittää sauman leikkauslujuus yhtä suureksi kuin leikkausrasitus, jolloin ratkaistaan vaadittu raudoitussuhde ρ , jonka avulla saadaan vaadittu teräsmäärä.

$$A_{sv,kut} = \frac{\rho * b * z_1}{2} \quad (2.9)$$

missä

b	on tarkasteltavan rakenteen leveys
z_1	on matka, jolle leikkausjännitys jakautuu, $z_1 = 3 * \min(h_1, h_2)$

h_1 on laattaelementin paksuus

h_2 on pintabetonin paksuus

Kutistumaerojen aiheuttaman leikkausjännityksen arvo muodostuu rakennekerrosten välisestä pakkovoimasta, joka jakautuu rakenteen päihin matkalle z_1 .

$$\tau_{max} = 2 * \frac{\Delta N_{CS}}{z_1 * b} \quad (2.10)$$

Taivutusrasituksesta syntyvä leikkausvoima jaetaan matkalle palkin päästä siihen pisteeseen, mistä eteenpäin betonikerrosten välinen koheesio riittää tartunnaksi. [11]

3 Betoni-teräs -liittopoikkileikkaukset

3.1 Betoni-teräs -liittopalkit nykyrakentamisessa

Liittorakenteet ovat esivalmisteisen osan, kuten teräspalkin tai betonielementin, ja paikallavalun yhteistoimintaan perustuva rakenne, jolla pyritään hyödyntämään eri materiaalien ominaisuudet juuri niissä rakenteen osissa, joissa niistä on eniten hyötyä. Liittorakenteissa on usein perusajatuksena se, että esivalmisteinen osa kantaa alussa oman painonsa lisäksi myös paikalla valettavan osan painon. Pidemmillä jänneväleillä on kuitenkin suositeltavaa asentaa työnaikaiset tuet, jolloin esivalmisteosalle ei synny liian suuria rasituksia ja taipumia ennen kuin paikallavaluosa on lujittunut. Liittorakenteiden suurin hyöty saavutetaan usein silloin, kun hyötykuorman osuus rakenteen kokonaiskuormasta on suuri. [5]

Liittorakenteiden suunnittelua ohjaa eurokoodi SFS-EN 1994-1-1. Eurokoodin mukainen mitoitus perustuu pääosin kuvassa 1 esitettyihin poikkileikkaustyyppeihin. Rakenteet ovat T-poikkileikkauksia, joiden toiminta perustuu positiivisen taivutuksen alueella puristettuun betonilaippaan ja vedettyyn teräspalkkiin. Tukialueilla taas betonilaippaan sijoitettu rauditus ottaa vetorasituksen ja teräspalkki puristuksen. Tai jos teräspalkin laippojen väli on täytetty betonilla, toimii myös se puristusta ottavana komponenttina.

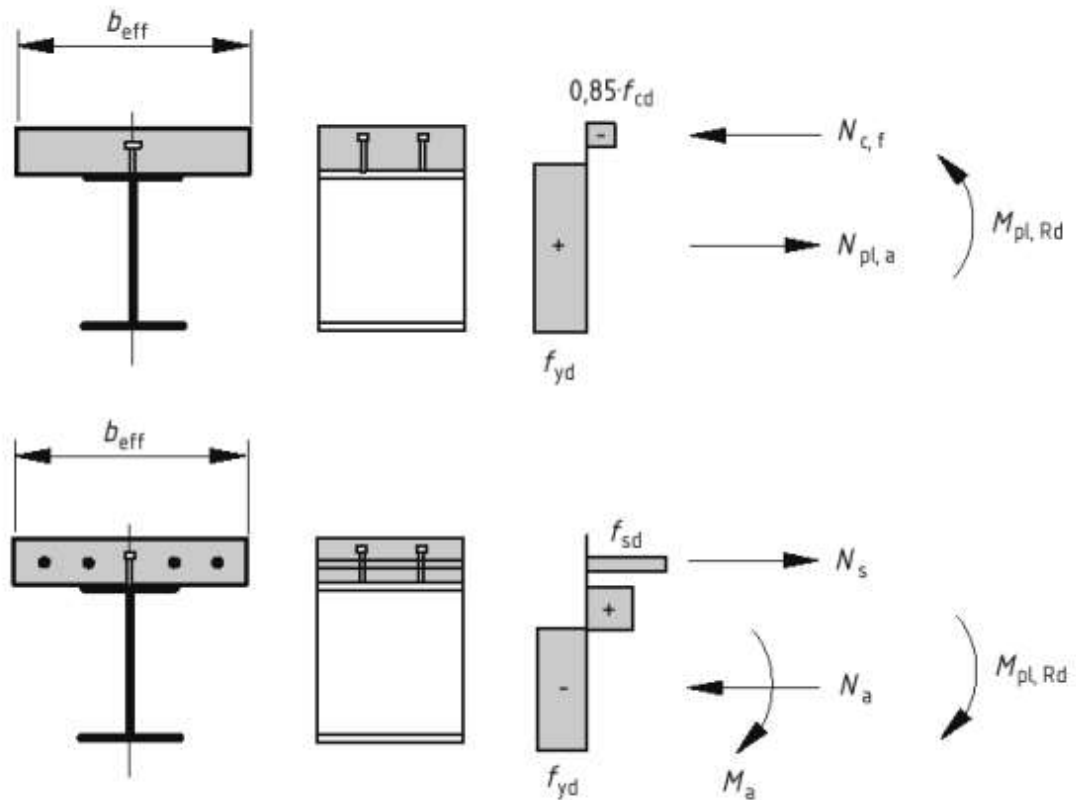
3.2 Liittopalkin mitoittaminen eurokoodin mukaan

Liittorakenteiden taivutuskestävyys voidaan määrittää plastisuusteorian, epälineaarisen teorian tai kimmoteorian mukaan. Leikkauskestävyys määritetään aina plastisuusteorian mukaisesti, riippumatta siitä onko teräsosa paljaana tai valettu betoniin. [1]

Huomionarvoista liittorakenteiden mitoituksessa on, että eurokoodissa EC 1994-1-1 mukaan merkinnällä f_{cd} tarkoitetaan betonin lieriölujuuden mitoitusarvoa $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$, kun tavallisesti betonirakenteissa samalla merkinnällä tarkoitetaan EN 1992-1-1 mukaista betonin puristuslujuuden mitoitusarvoa $f_{cd} = \alpha_{cc}f_{ck}/\gamma_c$. Kerroin α_{cc} valitaan väliltä 0.8...1.0 ja kussakin maassa käytettävä arvo voidaan esittää kansallisessa liitteessä. Suomen kansallisessa liitteessä on esitetty käytettäväksi arvoksi $\alpha_{cc} = 0,85$, jolla huomioidaan kuormituksen vaikutustavasta johtuvat epäedulliset muuttujat sekä betonin lujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät. [1, 4]

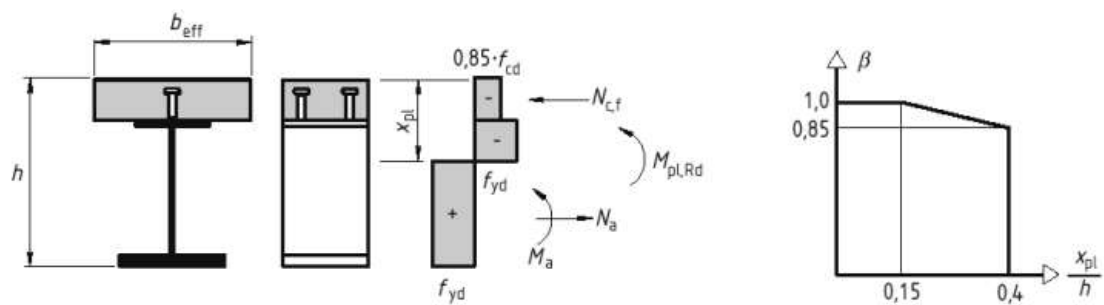
3.2.1 Plastisuusteorian mukainen taivutuskestävyys

Plastisuusteorian mukaista taivutuskestävyyttä laskettaessa tehdään rakenteen toimintaan liittyviä oletuksia (EC4 kohta 6.2.1.2). Teräsosan, betonin sekä betoniin sijoitetun raudoituksen välillä on täydellinen yhteisvaikutus. Samalla teräsprofiilin teholliselle pinta-alalle oletetaan vaikuttavan teräksen myötölujuuden suuruinen vakiojännitys f_{yd} , joka voi olla puristusta tai vetoa. Myös palkin suuntaisessa betoniraudoituksessa vaikuttaa sen myötölujuuden suuruinen veto- tai puristusjännitys, mutta puristettua betoniraudoitusta ei tarvitse ottaa välttämättä huomioon lainkaan. Myös puristetussa tehollisessa betonipoikkileikkauksessa oletetaan vaikuttavan kuvan 7 mukaan vakiojännitys, jonka suuruus on 85 % betonin lieriölujuuden mitoitusarvosta, eli $0,85f_{cd}$. Eli vaikka EC 1994:ssä käytettävä betonin puristuslujuuden mitoitusarvo onkin $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$, huomioidaan lopulta käytännössä kuitenkin myös EC1992:sta tuttu kerroin $\alpha_{cc} = 0,85$. Eli liittorakenteen betonipoikkileikkauksessa vaikuttaa puristusjännitys $f_{cd} = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$. Puristetuksi betonipoikkileikkaukseksi lasketaan plastisuusteorian mukaisen neutraaliakselin ja betonin puristetun reunan välinen alue.



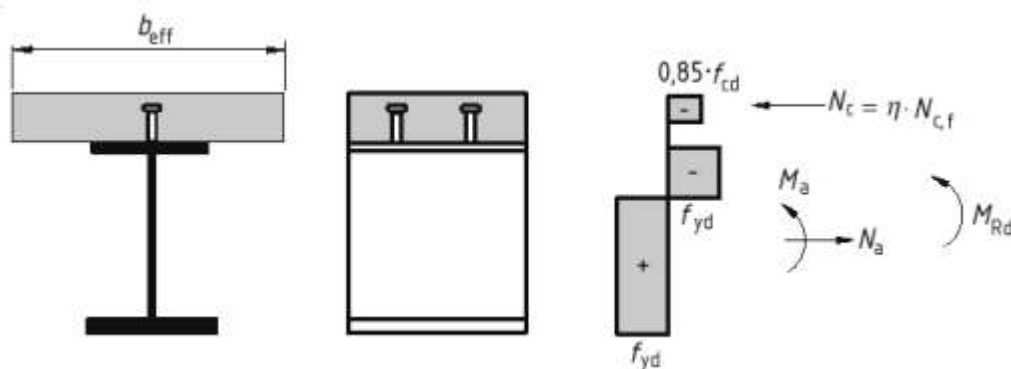
Kuva 7. Tyypillisiä plastisuusteorian mukaisia jännitysjakautumia, kun teräspalkin ja betonilaatan välillä on täydellinen leikkausliitos. [1, s.34]

Plastisuusteorian mukaisen taivutuskestävyyden mitoitusarvoa tulee pienentää kertoimella β , mikäli käytetty teräksen lujuusluokka on S420 tai S460. Ehtona tälle on, että plastisen neutraaliakselin χ_{pl} etäisyys puristetusta reunasta on vähintään 15 % rakenteen kokonaiskorkeudesta, kuten kuvassa 8 on esitetty. Mikäli neutraaliakselin korkeus suhteessa kokonaiskorkeuteen on yli 40 %, taivutuskestävyyden laskentaa ei voida tehdä plastisuusteorian ehdoin, vaan mitoitus tulee suorittaa epälineaarisen teorian tai kimmoteorian mukaan. [1]



Kuva 8. Plastisuusteorian mukaisen taivutuskestävyyden $M_{pl,Rd}$ pienennyskerroin β . [1, s.35]

Mikäli teräsosan ja betonilaipan välinen leikkausliitos on vain osittainen, voidaan se talonrakenteissa poikkileikkausluokissa 1 ja 2 hyväksyä, kun otetaan huomioon leikkausliittimien liukumiskyky. Leikkausliitoksessa vaikuttava kokonaisvoima tulee tällöin määrittää taivutuskestävyyden laskentaperiaatteen mukaisesti, jolloin huomioidaan betonissa ja teräksessä vaikuttava jännitysresultanttien muutos. Tällöin betonille sallitun puristusjännitysresultantin mitoitusarvona käytetään kuvassa 9 esitettyä pienennettyä arvoa $N_c = \eta * N_{c,f}$, jossa η kuvaa leikkausliitoksen astetta. [1]



Kuva 9. Jännitys jakauma positiivisen taivutusmomentin alueella leikkausliitoksen ollessa osittainen. [1 s.35]

Leikkausliitoksen aste määritetään käytetyn teräslujuuden, rakenteen mittojen ja taivutusrasitusten perusteella kaavalla:

$$L_e \leq 25: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right)(0,75 - 0,03L_e), \eta \geq 0,4$$

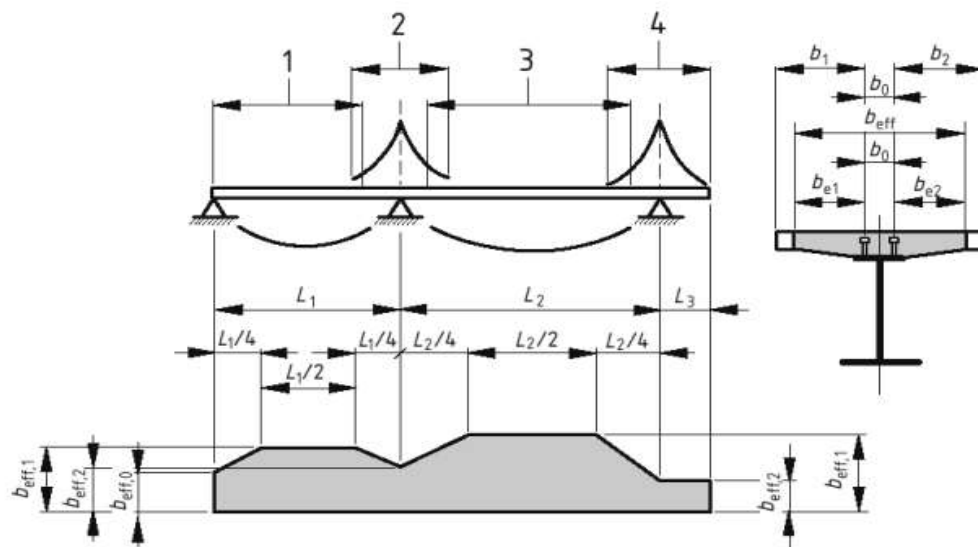
$$L_e > 25: \quad \eta \geq 1$$

missä

L_e on taivutusmomentin nollakohtien välinen etäisyys metreinä positiivisen momentin alueella

f_y on rakenneteräksen myötölujuuden nimellisarvo

Tavanomaisissa jatkuvissa palkkirakenteissa etäisyys L_e voidaan määrittää kuvan 10 mukaisesti



Selite

- 1 $L_e = 0,85L_1$ toimivaa leveyttä $b_{eff,1}$ laskettaessa
- 2 $L_e = 0,25(L_1 + L_2)$ toimivaa leveyttä $b_{eff,2}$ laskettaessa
- 3 $L_e = 0,70L_2$ toimivaa leveyttä $b_{eff,1}$ laskettaessa
- 4 $L_e = 2L_3$ toimivaa leveyttä $b_{eff,2}$ laskettaessa

Kuva 10. Tehollisen leveyden laskennassa käytettävä rakenteen toimiva leveys [1, s.26]

Leikkausliittimien määrittäminen lähtee plastisuusteorian mukaisten jännitysresultanttien määrittämisestä kriittisellä alueella. Määritettyjen voimasuureiden perusteella mitoitetaan vaadittu leikkausliittimien jakoväli ja koko. Kun lasketaan teräspalkin ja umpilaatan tai betonitöytön välistä leikkausliitosta, määritetään tappiliittimien leikkauskestävyyden mitoitusarvo seuraavan kaavan mukaan:

$$P_{Rd} = \min\left(\frac{0,8f_u\pi d^2}{4\gamma_v}; \frac{0,29\alpha d^2\sqrt{f_{ck}E_{cm}}}{\gamma_v}\right) \quad (3.1)$$

missä

$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1\right), \text{ kun } 3 \leq h_{sc}/d \leq 4 \text{ tai}$$

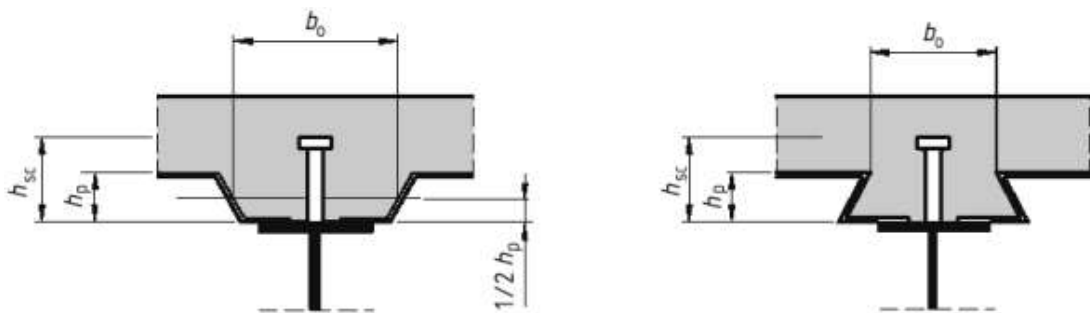
$$\alpha = 1, \text{ kun } h_{sc}/d > 4$$

γ_v	on osavarmuusluku
d	on tappiliittimen halkaisija
f_u	on tappiliittimen materiaalin murtolujuus, enintään 500 N/mm ²
f_{ck}	on betonin lieriölujuuden ominaisarvo
h_{sc}	on tappiliittimien nimellinen kokonaispituus

Mikäli teräspalkin yläpuolinen laattarakenne on liittolaatta, pienennetään tappiliittimen leikkauskestävyyden mitoitusarvoa P_{Rd} kertoimella k_l , jonka arvo saadaan kaavasta:

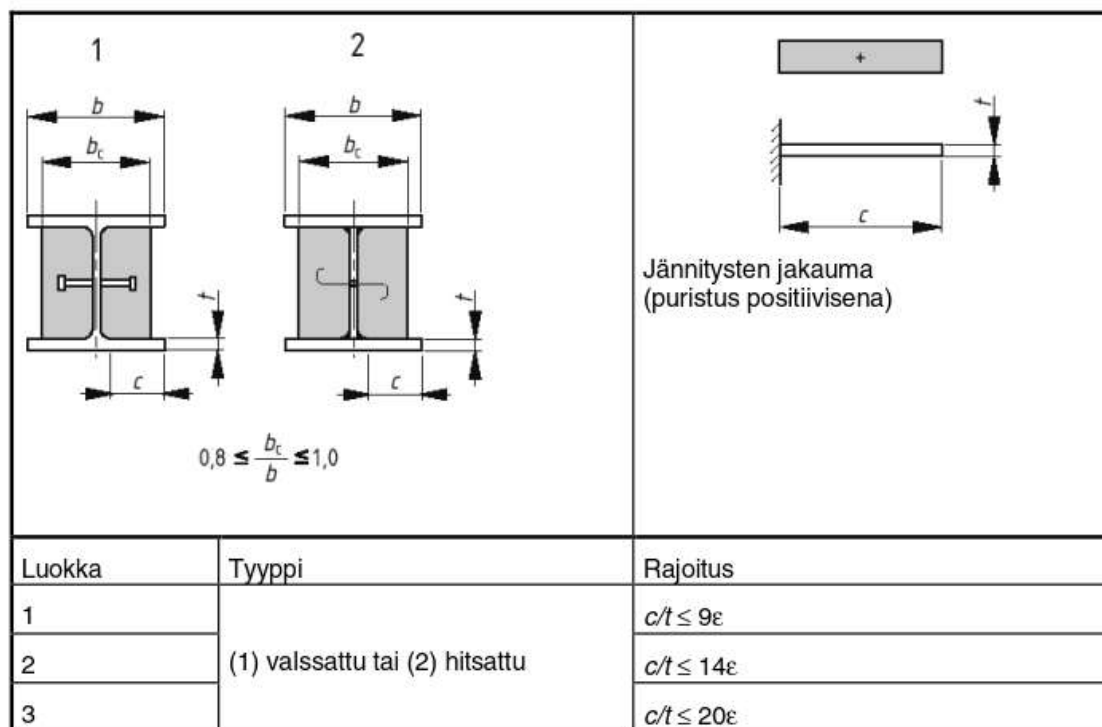
$$k_l = 0,6 \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0$$

missä tapin kokonaispituus $h_{sc} \leq h_p + 75\text{mm}$. Mitat h_p ja b_0 on esitetty kuvassa 11. [1]



Kuva 11. Leikkausliitin teräspalkin ja liittolaatan välillä. [1 s.47]

Kun teräspalkin laippojen välit on täytetty betonilla, voidaan puristettujen teräslaippojen poikkileikkausluokka määrittää kuvassa 12 esitettyjen ehtojen mukaan [1]. Käytännössä tämä johtaa siihen, että useimmissa tapauksissa teräspoikkileikkaus kuuluu luokkaan 1 tai 2, jolloin rakenteen mitoitus voidaan suorittaa plastisuusteoriaa noudattaen.



Kuva 12. Puristettujen laippojen luokitus, kun laippojen välit on täytetty betonilla. [1, s.32]

3.2.2 Epälineaarisen teorian mukainen taivutuskestävyys

Epälineaarisen teorian mukaisessa taivutuskestävyyden määrittämisessä tulee huomioida materiaalien jännitysten ja muodonmuutosten välinen yhteys. Poikkileikkauksen puristetun betoniosan jännitykset määritetään standardin EN 1992-1-1 kohdan 3.1.7 mukaan. Betoniraudoituksen jännitysten määrittämiseen taas tulee käyttää standardin EN 1992-1-1 kohdan 3.1.7 jännitysmuodonmuutosyhteyksiä. Liittopoikkileikkauksen teräsprofiilin puristus- tai vetojännitykset lasketaan puolestaan standardin EN 1993-1-1 kohdan 5.4.3(4) bilineaarisista yhteyksistä ja niiden laskennassa tulee huomioida myös rakentamistapa ja -järjestys. [1, 2, 4]

Kun lasketaan epälineaarista taivutuskestävyyttä M_{Rd} luokkaan 1 tai 2 kuuluvalla liittopoikkileikkaukselle, jossa betonilaippa on puristettu, voidaan jännitysresultantin N_c määrittämiseen käyttää yksinkertaistettuja kaavoja:

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + (M_{el,Rd} - M_{a,Ed}) \frac{N_c}{N_{c,el}} \quad \text{kun } N_c \leq N_{c,el} \quad (3.2)$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}) \frac{N_c - N_{c,el}}{N_{cf} - N_{c,el}} \quad \text{kun } N_c \leq N_{c,el} \quad (3.3)$$

missä

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + kM_{c,Ed}$$

ja

$M_{a,Ed}$ on liittoikkileikkauksen teräsprofiilin taivutusmomentin mitoitusarvo ennen liittoaikutusta

$M_{c,Ed}$ on koko liittoikkileikkaukseen vaikuttava taivutusmomentin mitoitusarvo

$M_{pl,Rd}$ on liittoikkileikkauksen taivutuskestävyyden mitoitusarvo, kun leikkausliitos on täydellinen

k on pienin mahdollinen kerroin, jolla saavutetaan jännitysraja f_{cd} , f_{yd} tai f_{sd} . Rakentamisjärjestys tulee ottaa huomioon, mikäli ei käytetä työnaikaista tuentaa.

f_{cd} on betonin lieriölujuuden mitoitusarvo

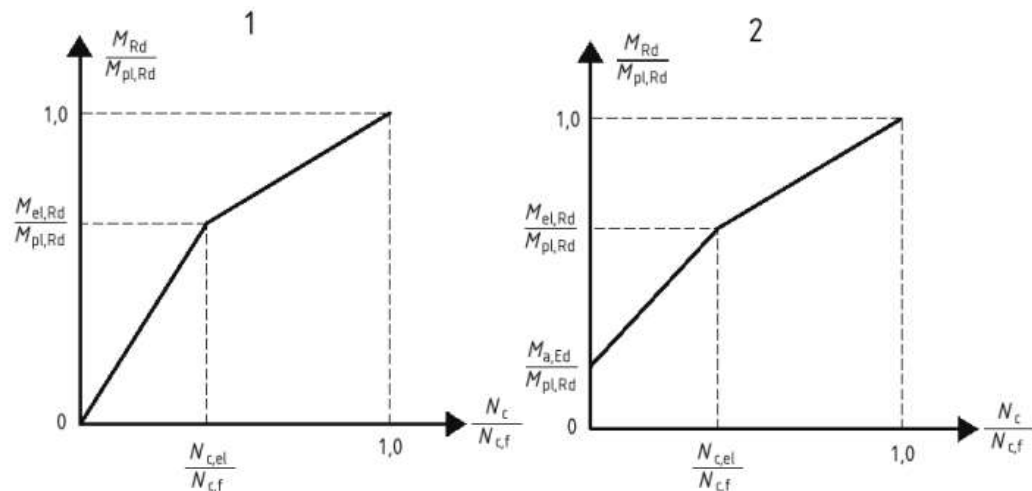
f_{yd} on rakenneteräksen myötölujuuden mitoitusarvo

f_{sd} on betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo

$N_{c,el}$ on betonilaipan puristusjännityksen resultantti momentista $M_{el,Rd}$. [1]

Taivutuskestävyyden ja puristusjännityksen resultantin välinen yhteys on kuvattu yksinkertaistettuina kuvaajina kuvassa 13 sekä työnaikaisella tuennalla toteutettavalle rakenteelle, että ilman tuentaa toteutettavalle rakenteelle. Kuvaajissa huomionarvoista on lähinnä se, että ilman työnaikaista tuentaa toteutettavalla rakenteella liittoikkileikkauksen teräsprofiililla on jo taivutusrasitusta ennen liittoaikutuksen alkua.

Mikäli liittoikkileikkauksessa käytettävän rakenneteräksen lujuusluokka on S420 tai S460, pienennetään taivutuskestävyyttä $M_{pl,Rd}$ kertoimella β , kuten plastisen taivutuslujuuden laskennassakin. Taivutuskestävyyden $M_{el,Rd}$ määrittäminen voidaan tehdä yksinkertaistetulla tavalla muuhun kuin varastointiin käytettävissä talorakennuksissa, kun rakenne ei ole jännitetty ja se täyttää EN 1994-1-1 kohtien 5.1 tai 5.2.2(1) ehdot. Yksinkertaistetussa menettelyssä korvataan puristetut betonipinta-alat A_c tehollisilla ekvivalenteilla teräspinta-aloilla A_c/n riippumatta kuormituksen kestosta. Kaavassa betonipinta-ala jaetaan betonin tehollisen kimmokertoimen $E_{c,eff}$ ja teräksen kimmokertoimen E_a suhteella. Betonin tehollinen kimmokerroin $E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{2}$. [1]

**Selite**

- 1 Väliaikaisesti tuettu rakenne
- 2 Ilman väliaikaista tuentaa valmistettava rakenne

Kuva 13. Betonin puristusjännityksen resultantin N_c ja taivutuskestävyyden M_{Rd} välinen yhteys yksinkertaistettuna. [1]

3.2.3 Kimmoteorian mukainen taivutuskestävyys

Kimmoteorian mukaista liittorakenteen taivutuskestävyyden määrittämistä joudutaan käyttämään, kun rakenteen teräspalkki kuuluu laippojen perusteella poikkileikkausluokkaan 3 ja kaikkien luokan 4 poikkileikkausten kohdalla. Kimmoteorian mukaisessa tarkastelussa tulee huomioida betonin viruma ja kutistuma sekä mahdolliset rakentamistavan vaikutukset kuormituksen muodostumiseen. Tämän lisäksi liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainnin määrittäminen on monimutkaisempaa poikkileikkausluokassa 4, jonka kohdalla tulee redusoida uuman poikkipinta-alaa lommahduksen huomioimiseksi. [1, 12 s.72]

Kimmoteorian mukaan jännitykset lasketaan betonisen laipan osalta käyttämällä sen toimivaa leveyttä, joka määritetään erikseen kentän ja välituen alueille. Toimiva leveys jänteen keskellä tai välituella määritetään kaavasta [1 s.38]

$$b_{eff} = b_0 + \Sigma b_{ei} \quad (3.4)$$

missä

b_0	on ulommaisten leikkausliittimien keskiöiden välinen etäisyys
b_{ei}	on betonisen laipan toimivan leveyden arvo yhdellä puolella uumaa. Arvona käytetään $L_e/8$ tai enintään todellista leveyttä b_i .
b_i	on uloimman leikkausliittimen etäisyys pisteeseen, joka on vierekkäisten uumien puolivälissä, betonilaipan keskikorkeudella mitattuna. Mikäli laipan reuna on vapaa, b_i arvona käytetään etäisyyttä vapaalle reunalle
L_e	on taivutusmomentin nollakohtien välinen likimääräinen etäisyys. Määrittäykseen voidaan käyttää kuvan 10 arvoja.

Luokan 4 poikkileikkausten tapauksessa tehollinen teräsprofiili tulee määrittää standardin EN 1993-1-5 kohdan 4.3 mukaisesti. Tällöin huomioidaan teräslevyn lommahduksen ja shear lag -ilmiön yhteisvaikutus käyttämällä teräsprofiilille redusoitua tehollista poikkileikkausta. Tehollisen poikkileikkauksen laskennalle annetaan kaksi eri vaihtoehtoista laskentatakaavaa. Kansallisessa liitteessä voidaan määrittää erikseen, kumpaa kaavaa tulee käyttää, ellei standardeissa EN 1993-2... EN 1993-6 muuta esitetä. Ensimmäinen kaava huomioi shear lag -ilmiön yhteisvaikutuksen lommahduksen kanssa. [1, 3]

$$A_{eff} = A_{c,eff} \beta_{ult} \quad (3.5)$$

missä

$A_{c,eff}$ on puristetun laipan tehollinen pinta-ala, levyn lommahdus huomioiden.

β_{ult} shear lag -ilmiön vaikutuksen huomioiva kerroin murtorajatilassa. Arvo valitaan kuvan 14 taulukosta. Taulukon suureen α_0 tilalla käytetään $\alpha_0^* = \sqrt{\frac{A_{c,eff}}{b_0 t_f}}$. [3]

κ	Tarkasteltava kohta	β - arvo
$\kappa \leq 0,02$		$\beta = 1,0$
$0,02 < \kappa \leq 0,70$	Positiivinen momentti	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4 \kappa^2}$
	Negatiivinen momentti	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \left(\kappa - \frac{1}{2500 \kappa} \right) + 1,6 \kappa^2}$
$> 0,70$	Positiivinen momentti	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5,9 \kappa}$
	Negatiivinen momentti	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8,6 \kappa}$
Kaikilla κ :n arvoilla	Päätytuki	$\beta_0 = (0,55 + 0,025 / \kappa) \beta_1$, mutta $\beta_0 < \beta_1$
Kaikilla κ :n arvoilla	Uloke	$\beta = \beta_2$ väli- ja päätytuilla
$\kappa = \alpha_0 b_0 / L_e$ missä $\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{s\ell}}{b_0 t}}$ missä $A_{s\ell}$ on kaikkien pituusjäykisteiden pinta-ala, jotka sijaitsevat pituuden b_0 matkalla. Muut merkinnät esitetään kuvissa 3.1 ja 3.2.		

Kuva 14. Tehollisen leveyden kerroin β . [3]

Toisessa kaavassa huomioidaan shear lag -ilmiön vaikutukset kimmoplastisella alueella, sallien rajoitettua plastista venymää

$$A_{eff} = A_{c,eff} \beta^K \geq A_{c,eff} \beta \quad (3.6)$$

missä β ja K lasketaan kuvan 14 taulukon mukaan. [3]

Eurokoodin EN1993-1-5 Suomen kansallisessa liitteessä esitetään, että laskennassa tulisi käyttää kaavoista jälkimmäistä (3.6), eikä liittorakenteiden eurokoodissakaan EN1994-1-1 muuta edellytetä. [1,3]

Kimoteorian mukaisen toimivan poikkileikkauksen perusteella taivutuskestävyyttä laskettaessa käytetään materiaalien jännitysrajoina:

f_{cd}	puristetussa betonissa
f_{yd}	puristetussa tai vedetyssä rakenneteräksessä
f_{sd}	puristetussa tai vedetyssä betoniraudoituksessa. Betonin puristusraudoitusta ei ole kuitenkaan pakko ottaa huomioon

Virumisen vaikutus rakenteessa tulee huomioida kimmokerroinsuhteella n_L , ellei haluta käyttää tarkempaa määrittäystä.

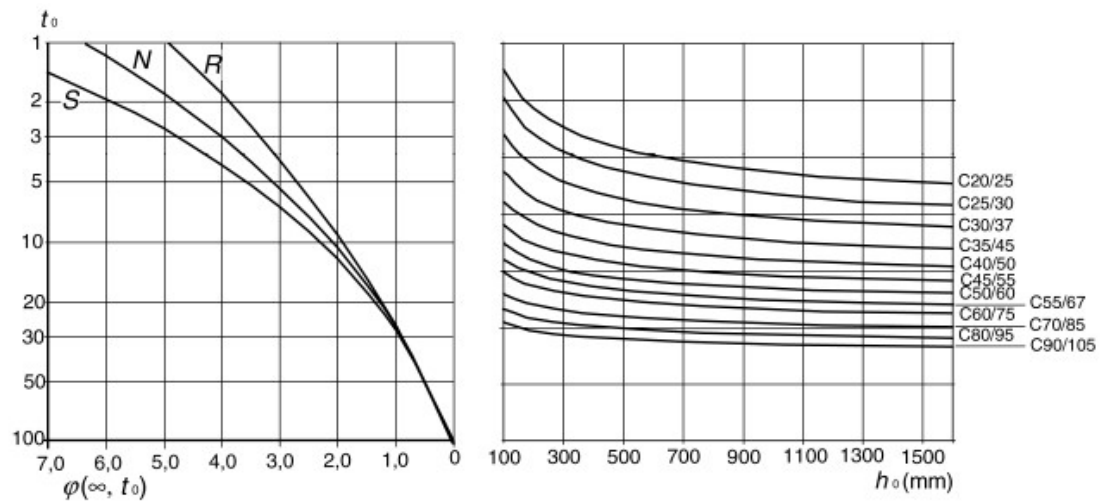
$$n_L = n_0(1 + \psi_L \varphi_t) \quad (3.7)$$

missä

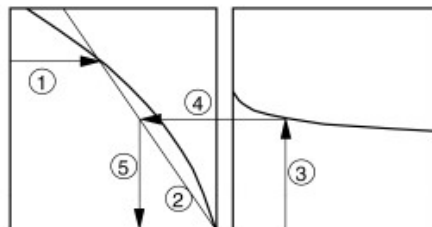
n_0	on lyhytaikaisten kuormitusten kimmokerroinsuhde E_a/E_{cm}
E_{cm}	on betonin sekanttikimmokerroin lyhytaikaisille kuormille. Arvot on esitetty kuvan 15 taulukossa
φ_t	on virumaluku, joka riippuu betonin iästä (t) ja kuormitusiästä (t_0). Arvo määritetään tarkasteluhetkelle standardin EN 1992-1-1 kohdan 3.1.4 mukaan. Mikäli ei vaadita suurta tarkkuutta, voidaan arvo määrittää kuvasta 16. Tällöin betonin puristusjännityksen oltava enintään $0,45f_{ck}(t_0)$
ψ_L	on virumisen tehokerroin, joka riippuu kuormituksen tyypistä. Pysyvien kuormien tapauksessa voidaan käyttää arvoa 1,1. Jännitettäessä ohjatun siirtymätilan avulla käytetään arvoa 1,5 ja kutistuman vaikutusten tapauksessa arvoa 0,55. [1]

Betonin lujuusluokka														Analyttinen yhteys/viittaus	
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck, cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8(\text{MPa})$
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0.05} = 0,7 \times f_{ctm}$ 5 % fraktiili
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0.95} = 1,3 \times f_{ctm}$ 95 % fraktiili
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm}/10)]^{0.3}$ (f_{cm} MPa)

Kuva 15. Ote EN1992-1-1 taulukosta 3.1 [4]

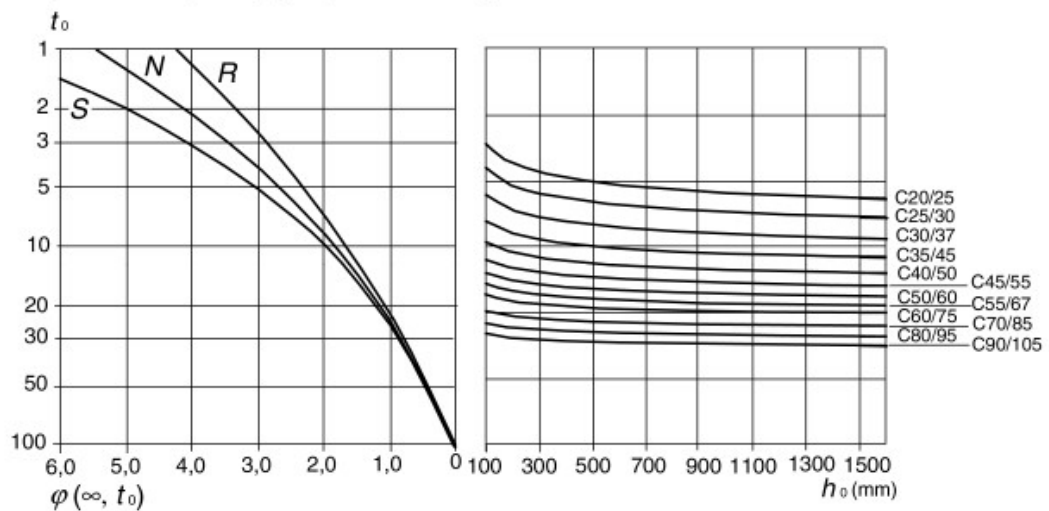


a) sisätilat – suhteellinen kosteus = 50 %



HUOM.

- Käyrien 4 ja 5 välinen leikkauspiste voi olla myös pisteen 1 yläpuolella.
- Kun $t_0 > 100$, saavutetaan riittävä tarkkuus, kun oletetaan $t_0 = 100$ (ja käytetään tangenttiviivaa).



b) ulkotilat – suhteellinen kosteus = 80 %

Kuva 16. Virumaluvun määrittäminen betoneille, jotka ovat normaaleissa ympäristöolosuhteissa. [4]

3.2.4 Plastisuusteorian mukainen leikkauskestävyys

Betoni-teräs -liittopoikkileikkauksen leikkauskestävyys lasketaan eurokoodin 1994-1-1 mukaan plastisuusteorian mukaan. Koko liittopoikkileikkauksen leikkauskestävyys määritetään pelkästään teräspoikkileikkauksen leikkauskestävyyden mukaan, mikäli raudoitettun betonin osuutta ei tarkemmin määritetä. Plastisuusteorian mukainen teräspoikkileikkauksen leikkauskestävyys määritetään standardin EN 1993-1-1 mukaan, eli liittopoikkileikkauksen leikkauskestävyys saadaan kaavasta:

$$V_{pL,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad (3.8)$$

Mikäli palkin uuma on paljaana eikä betonivalun sisällä, tulee leikkauskestävyys tarkistaa myös lommahdus huomioiden. Leikkauslommahduskestävyyden $V_{b,Rd}$ laskenta ei poikkea tavallisen teräsrakenteen mitoituksista, joten sitä ei tässä käsitellä. [1, 2, 3]

Liittopoikkileikkauksen leikkauskestävyyden mitoituksessa tulee myös huomioida, että mikäli leikkausvoiman mitoitusarvo V_{Ed} on enemmän kuin puolen kestävydestä, tulee tarkistaa myös leikkausvoiman vaikutus taivutuskestävyyteen. Poikkileikkausluokissa 1 ja 2 vaikutus huomioidaan käytetyn teräslaadun mitoituslujuutta pienentämällä kertoimella $(1 - \rho)$, joka tulee leikkauskestävyyden ja leikkausvoiman suhteesta:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2$$

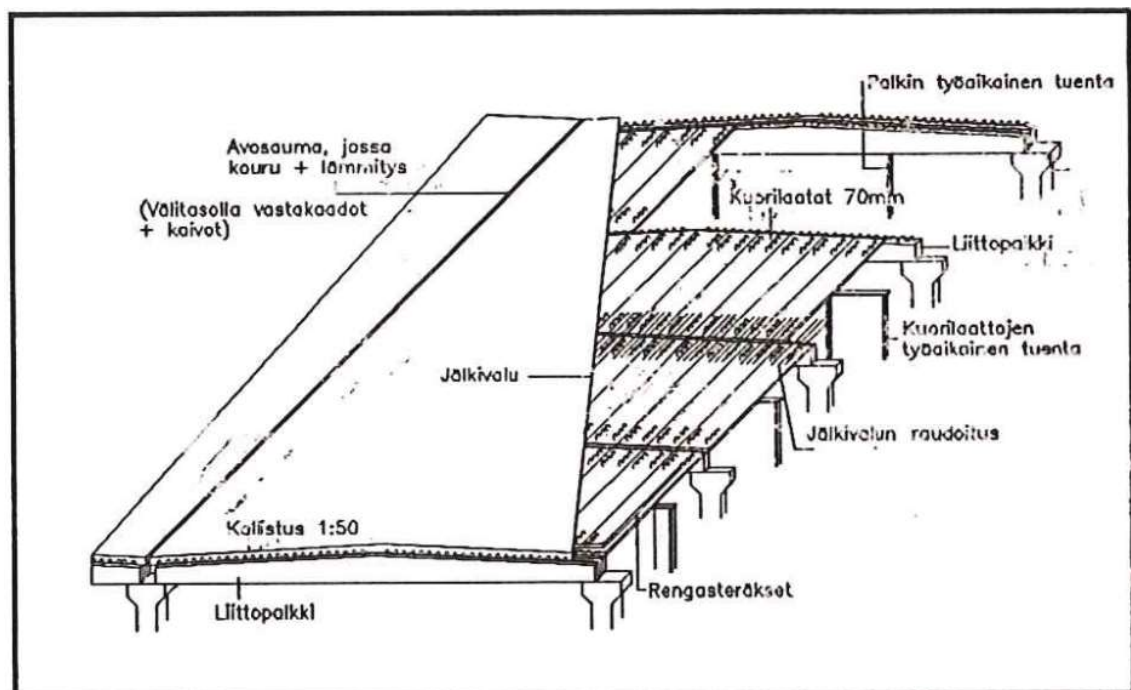
missä V_{Rd} on pienempi arvoista $V_{pL,Rd}$ ja $V_{b,Rd}$

Poikkileikkausluokissa 3 ja 4 taas tulee soveltaa EN 1993-1-5 standardin kohtaa 7.1, eli samaan tapaan kuin tavallisissakin teräspoikkileikkauksissa. [1, 3]

4 Kaksinkertainen liittorakennevälipohja

4.1 Lohjan pysäköintitalojärjestelmä

Lohjan pysäköintitalojärjestelmässä on tarkoituksena luoda rakenne, joka kaikissa normaaleissa kuormitustapauksissa toimii puristettuna. Tällöin rakenne ei juurikaan halkeile ja välipohja on vesitiivis. Järjestelmässä jännebetonipalkit muodostavat pintavalun kanssa liittovaikutuksen palkkien suunnassa ja kuorilaatat saman pintavalun kanssa toisessa suunnassa. Lohjan pysäköintitalojärjestelmässä palkit toimivat vapaasti tuettuina yksiaukkoisina liittopalkkeina, kun taas kuorilaatat muodostavat jatkuvan moniaukkoisen laataston. Kuvassa 17 on esitetty rakennejärjestelmän pääperiaatteet. [7]



Kuva 17. Lohjan pysäköintitalojärjestelmä. [8]

Jotta rakenteelle saadaan aikaan vaadittava puristusrasitus, tulee rakenne tukea työn aikaisesti. Tällöin esijännitetyt elementtilaatat ja -palkit eivät taivu liikaa pintavalun aiheuttamasta kuormituksesta ennen sen kovettumista. Lisäksi esijännitetyillä rakenneosilla tulee olla riittävä jännevoima, jotta rakenne pysyy kokonaan puristettuna myös

työnaikaisten tuentojen poiston jälkeen pintabetonin kovettua. Jännevoima tulee mittaamaan jatkuvilla kuorilaattaholville siten, että rakenne viruu ylöspäin, jolloin jatkuvan tuen kohdalla rakenteen yläpintaan tulee puristusjännitystä. Puristusjännityksen tulee olla hyötykuormasta aiheutuvan momentin vetorasitusta suurempi, jotta rakenne pysyy myös tuella puristettuna ja siten myös halkeilemattomana. Pintabetonin ja kuorilaatan välisen kutistumaeron aiheuttama pakkovoima on myös otettava tässä huomioon. Jatkuvien kuorilaattakenttien tukialueille, eli palkkien kohdille, tarvitaan paikallavaluun yläpintaan kaistarautoitteet, joiden tarkoitus on toimia työntöraudoituksena ja varmistaa rakenteen yläpinnan halkeilemattomuus. [7]

4.2 Tutkittava rakennejärjestelmä

Tutkimuksen kohteena olevassa rakennuksessa on yksiaukkoisten suorakaideliittopalkkien sijaan käytetty esijännitetyistä kuorilaatoista ja teräspalkeista kasattua kaksi- tai kolmeaukkoista liittopalkkia, joten rakennejärjestelmä ei ole täysin vastaava betoninormikortti 13:ssa esitetyn Lohjan pysäköintitalojärjestelmän kanssa.

Tutkittavassa rakennuksessa jännebetonipalkkeina toimivat yksittäiset kuorilaatat ovat paksuudeltaan 100 mm ja niissä on käytetty suurempia punoksia kuin laattakenttien kuorilaatoissa, joiden paksuus on 90 mm. Lisäksi kuorilaattapalkkien yläpintaan on asennettu pintavalun sisään kaksi IPE-teräspalkkia. Kuorilaattapalkit toimivat tutkittavassa rakennejärjestelmässä kaksi- tai kolmeaukkoisina, kun taas Lohjan pysäköintitalojärjestelmässä palkkilinjat ovat staattiselta rakennemalliltaan yksiaukkoisia. Jatkuvien laattakenttien toiminta on periaatteeltaan sama kuin Lohjan pysäköintitalojärjestelmässä, eli kuorilaatat viruvat suuren jännevoiman ansiosta ylöspäin muodostaen tukialueelle puristusjännityksen. Tukialueilla on järjestelmän mukaisesti käytetty yläpinnassa kaistarautoitetta. Palkkien jatkuvilla tuilla on myös yläpinnassa tiheä rauditus, joka toimii yhdessä palkin jännitetyn kuorilaattaosan, teräspalkkien ja pintavalun muodostaman liittopoikkileikkauksen vetorausituksena. Vanhojen suunnitelmien perusteella kuorilaattakentät on tuettu työnaikaisesti jännevälin keskeltä, mutta palkkilinjoilla ei ole ollut tuentaa. Näin ollen palkeille on tullut kuormaa pintavaluvaiheessa puolikkaalta laattakentältä. Valun aikana palkkilinjoilla on kantavana rakenteena toiminut esijännitetyn kuorilaatan ja siihen kiinnitettyjen teräspalkkien liittorakenne. Kyseinen rakenne on siten kantanut jo valun

aikana puolet laattakenttien pysyvistä kuormista sekä oman painonsa ennen pintabetonin aiheuttamaa liittovaikutusta. Pintabetonin kovetuttua ja kun laattakenttien työnaikaiset tuennat on poistettu, on palkeille siirtynyt loput pysyvästä kuormasta, eli noin 50 % välipohjien omasta painosta sekä hyötykuorma kokonaisuudessaan.

5 Tutkittavan välipohjarakenteen rakenteelliset muutokset

5.1 Kuorilaattakenttiin suunniteltavat aukot

5.1.1 Aukotusten toimintaperiaatteet

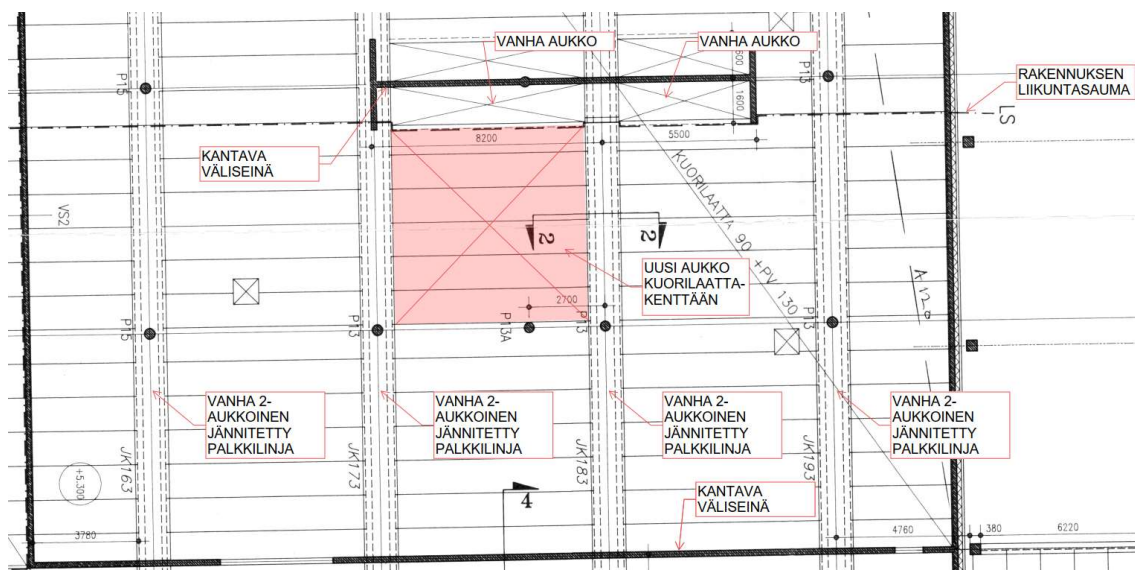
Kuten luvussa 4 todettiin, on välipohjarakenteet alun perin suunniteltu toimimaan kaikissa kuormitustilanteissa puristettuna rakenteena, jolloin siitä saadaan vesitiivis rakenne. Rakennuksen autohallitilojen kannalta välipohjarakenteen vesitiiveys on tarpeen, mutta uudet aukot sijoittuvat alueelle, jolla ei ole vesitiiveyttä vaativaa käyttötarkoitusta. Näin ollen, vaikka välipohjan aukotusten myötä rakenne ei enää toimisi kaikissa kuormitustilanteissa puristettuna, ei siitä käyttötarkoituksen myötä ole haittaakaan. Rakenteen aukotukset ja vahvistusrakenteet voidaan siis suunnitella siten, että rakenteelle sallitaan halkeilua, kunhan se ei ylitä eurokoodin EN 1992-1-1 taulukossa 7.1N esitettyjä suositusarvoja:

Taulukko 3 Halkeamaleveyden suositusarvot. [4 s.118]

Rasitusluokka	Teräsbetonirakenteet ja tartunnattomat ankkurijännerakenteet	Tartuntajännerakenteet ja injektoidut ankkurijännerakenteet
	Pitkäaikainen kuormayhdistelmä	Tavallinen kuormayhdistelmä
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, [AC] XD3 <AC] , XS1, XS2, XS3		Vetojännityksetön tila
HUOM. 1 Rasitusluokkien X0 ja XC1 yhteydessä halkeamaleveydellä ei ole vaikutusta säilyvyyteen, ja tämä raja on asetettu, jotta tavallisesti saavutetaan kelvollinen ulkonäkö. Jos ulkonäköehtoja ei aseteta, tätä rajaa voidaan väljentää.		
HUOM. 2 Näiden rasitusluokkien yhteydessä tarkistetaan myös, ettei vetojännitystä esiinny kuormien pitkäaikaisen yhdistelmän vallitessa.		

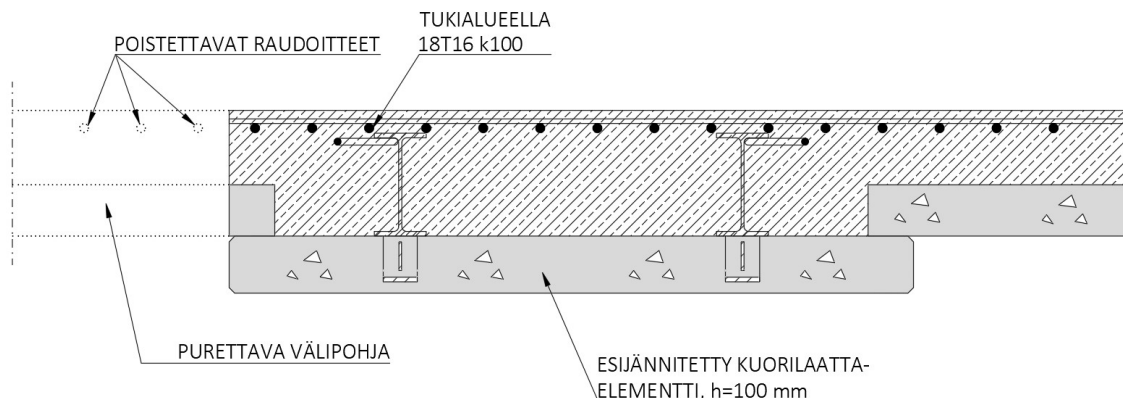
5.1.2 Tapaus 1

Rakennuksen keskelle suunniteltiin uusi porrasyhteys kolmen eri kerroksen välille. Yhteensä aukkoja tuli siten kaksi kappaletta. Alemman portaan kohdalla välipohjan aukko rajoittuu kuvan 18 mukaisesti kahden palkin väliselle alueelle palkin reunasta reunaan, jolloin aukon pituudeksi tulee 6.9 m. Leveyttä aukolle haluttiin likimain saman verran, jolloin noin 2.5 m leveän portaan sivuille saatiin leveät valoaukot.



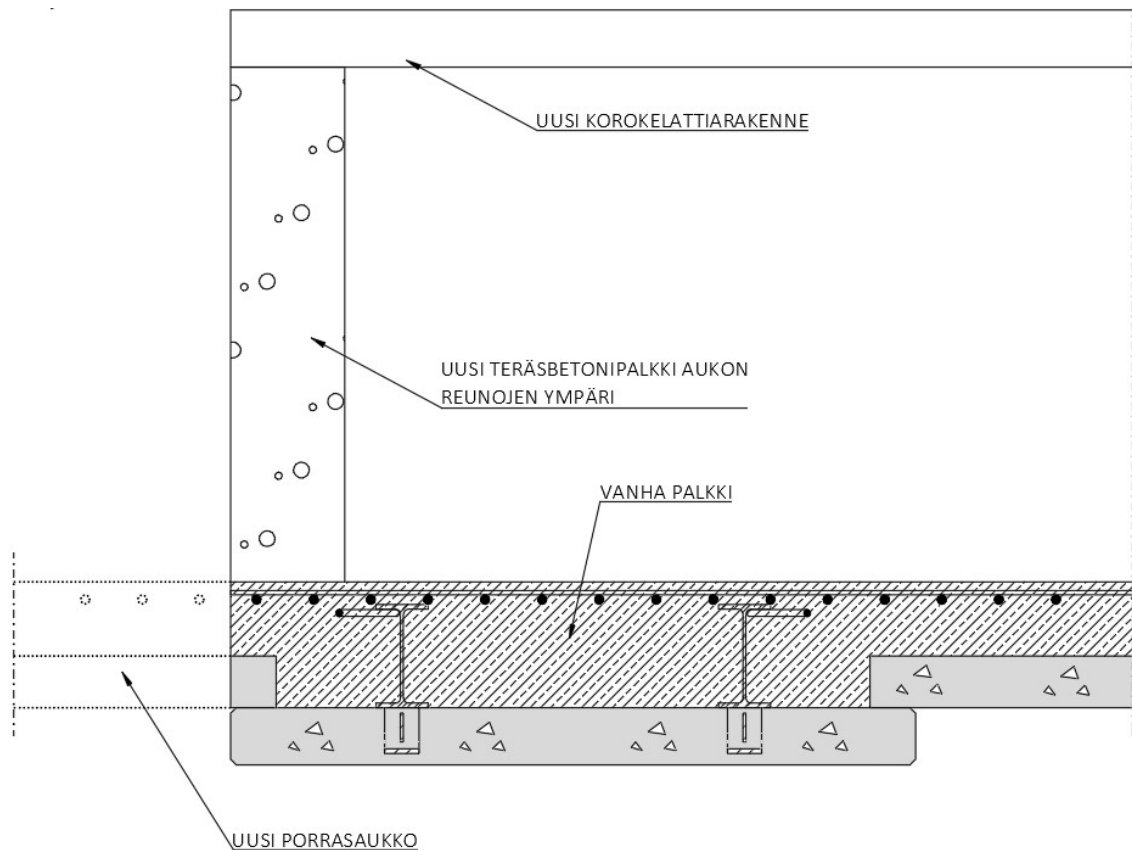
Kuva 18. Alemmaan välipohjatasoon tehtävä aukko.

Koska palkkilinjojen tukialueiden yläpinnan raudoitteet ulottuvat pintavalussa leveämmälle alueelle kuin itse palkki, vaikuttaa aukko myös yläpinnan raudoitteisiin. Kuvassa 19 on esitetty, kuinka välipohjan purkualue ulottuu kuorilaattapalkin reunaan asti, jolloin tukialueella palkin yläpinnasta katkeaa kolme raudoitetankoa. Yhteensä raudoitetankoja on 18 kappaletta, jolloin kolmen tangon poistaminen tarkoittaa raudoitteiden vetojännityksen kapasiteetin pienentymistä 83 %:iin. Toisaalta kyseisellä kohdalla kaksiaukkoisen palkin kuormitus vähenee toisessa kentässä lähes 50 %:ia, jolloin myös tukimomentti pienenee.



Kuva 19. Palkin reuna purettavan välipohjan kohdalla alemmalla kerroksella.

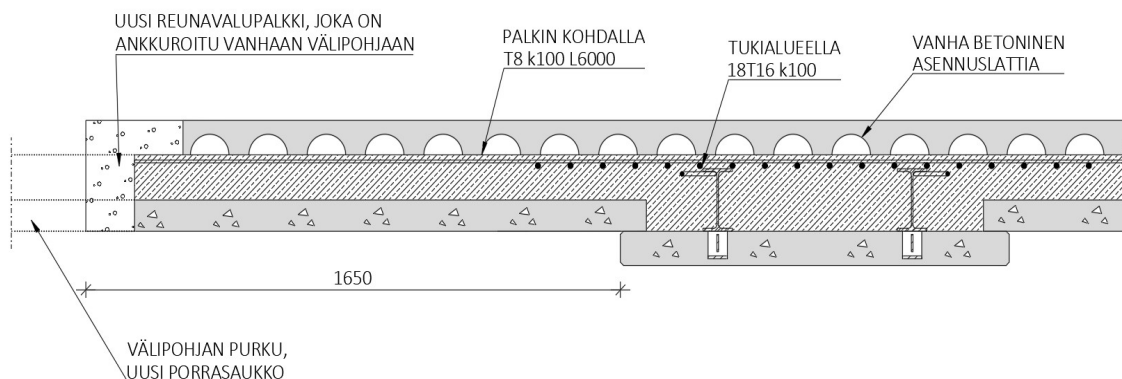
Kuormitus muuttuu samalla hyvin toispuoliseksi, jolloin on syytä tarkastella palkin kiertymäjäykkyyttä ja tarvittaessa estää palkkia kiertymästä uusilla vahvistusrakenteilla. Tässä tapauksessa välipohjan päälle oli tulossa noin yhden metrin korkuinen asennuslattia, joten palkin yläpuolella oli runsaasti tilaa tehdä aukon reunoja kiertävä paikallavalettu teräsbetonipalkki, kuten kuvassa 20 on esitetty. Uusi teräsbetonipalkki raudoitettiin siten, että sillä on riittävä jäykkyys vastustamaan palkin kiertymistä. Tällöin jatkuvarakenteisen välipohjan katkaisu ei aiheuta tuen muuttumista täysin niveleksi, jolloin staattinen rakennemallikaan ei muutu niin merkittävästi.



Kuva 20. Uusi paikallavalettu reunapalkki aukon reunojen ympäri

5.1.3 Tapaus 2

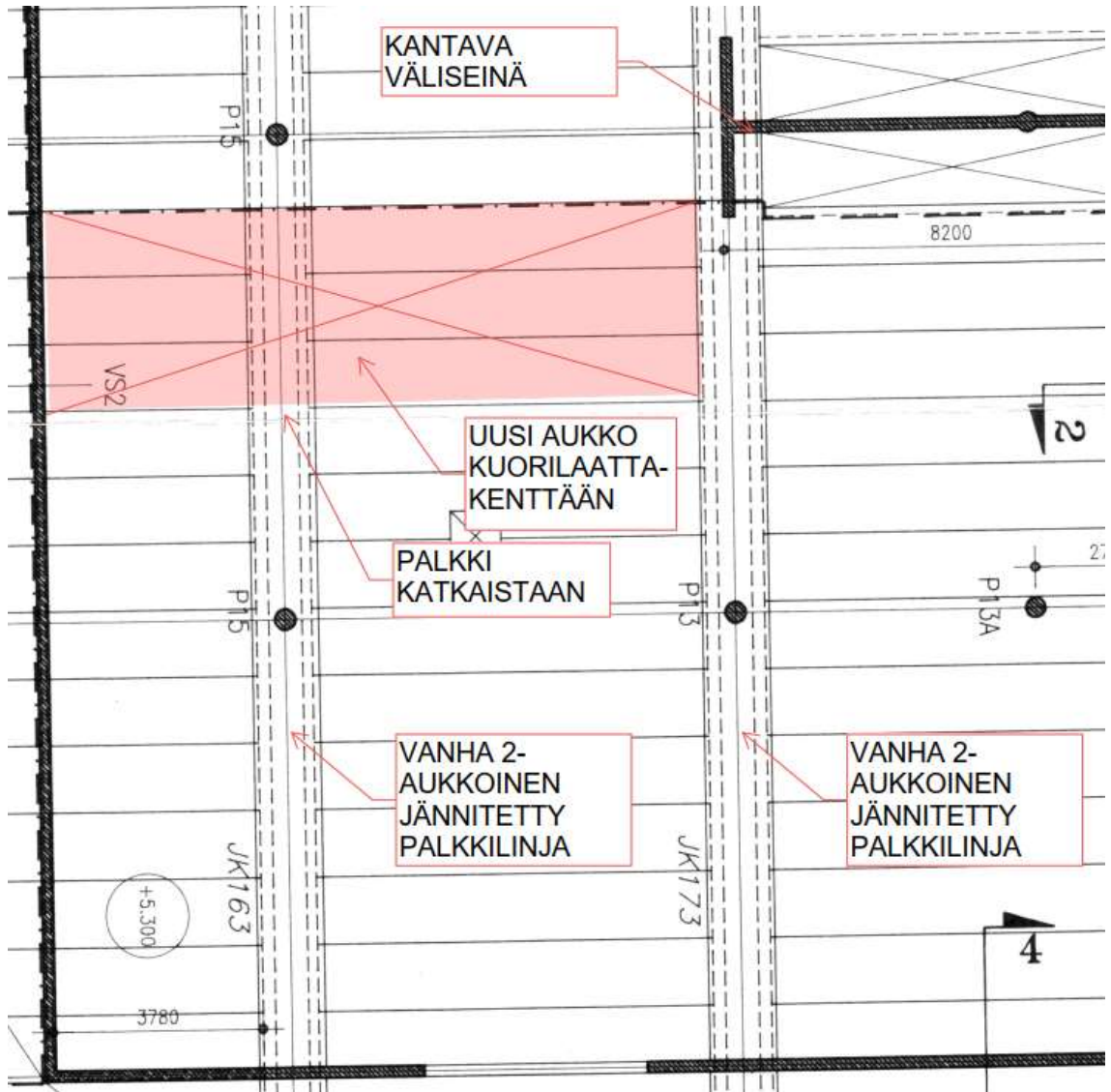
Uuden porrasyhteyden ylemmän kerroksen aukko suunniteltiin hieman pienempänä, kuin alemmassa kerroksessa. Aukon reunalla laattakenttä jatkui kuvan 21 tapaan palkkilinjan yli noin 1.65 metriä pitkänä ulokkeena, jolloin tuen kohdalla laattakenttä toimii edelleen jatkuvana rakenteena ja palkille ei tule suurta toispuolista kuormaa. Välipohjan pintavalun alkuperäiset yläpinnan raudoitteet toimivat ulokkeen aiheuttaman momentin vetoraidoituksena ja uusi reuna-avulupalkki tasaa kuormia kuorilaattojen välillä sekä sitoo kuorilaatan ja pintavalun yhteen aukon reunalla.



Kuva 21. Palkin reuna purettavan välipohjan kohdalla ylemmällä kerroksella.

5.2 Palkkeihin suunniteltavat muutokset, tapaus 3

Rakennuksessa on nykyisellään paljon tasoeroja ja korokelattiarakenteita, joiden takia uuden hissien edustalle oli välttämätöntä rakentaa uusi välipohja, josta saatiin kulkureitti uudelle hissille autohallin puolelta. Uuden välipohjataso rakentaminen taas edellytti välipohjan purkua palkkeineen pienellä alueella, joka on esitetty kuvassa 22. Kaksiaukkoisen palkin pituus toisessa kentässä lyhenee noin 2.8 metriä. Alapohjan päälle valettiin vanhojen pilarianturoiden varaan teräsbetonipalkkisto, jolloin vedenpaine-eristettyä alapohjarakennetta ei tarvinnut lävistää. Alapohjan uudet palkit jäivät pääosin korokelattiarakenteen alle piiloon. Uusien palkkien päälle tehtiin uusi kantava väliseinä, joka kantoi uusien välipohjien kuormat sekä katkaistun palkin pään. Kaksiaukkoisen palkin katkaisu aiheuttaa muutoksia palkin toimintaan. Katkaistun palkin päässä tulee varsinkin huolehtia, että tukireaktion suunta on kaikissa kuormitustilanteissa alaspäin tai palkin päähän tulee ankkuroida riittävästi kuormaa nostavaa voimaa vastaan. Ensisijaisen tärkeää on, että palkki tuetaan myös viereisestä kentästä työn ajaksi. Muutoin palkin tuella tai viereisessä kentässä voi tapahtua suuria muutoksia palkin momenttikuvaajaan ja kuormien uudelleen jakautumisen aiheuttaisi vähintäänkin rakenteiden halkeilua, erityisesti keskituella.



Kuva 22. Välipohjaan tehtävä aukko, jonka kohdalla katkaistaan myös palkki.

6 Staattisen rakennemallin muuttuminen ja rakenteiden kestävyys

6.1 Rajaukset

Rakenteiden laskelmat suoritetaan vain niiltä osin ja niillä kaavoilla, joita eurokoodien mukainen mitoitus edellyttää. Opinnäytetyön tarkoituksena on tutkia ja arvioida rakenteen kantavuutta nykyisellään sekä välipohjaan tehtävien muutosten jälkeen. Pääpaino on kuitenkin aukotusten aiheuttamien muutosten tutkimisessa, joten vanhan rakenteen alkuperäisiä voimasuureita lasketaan vain niiltä osin, kuin rakenteiden vaatimat muutokset ja vahvistukset niitä edellyttävät. Aikaisemmin rakenteelta on edellytetty käyttötarkoituksen mukaan vesitiiveyttä ja halkeilemattomuutta, mutta uuden käyttötarkoituksen perusteella näitä ei enää edellytetä. Siten tukialueiden kestävyys voidaan määrittää siten, että sen ei tarvitse olla enää puristettu kuten luvussa 4.2 on todettu.

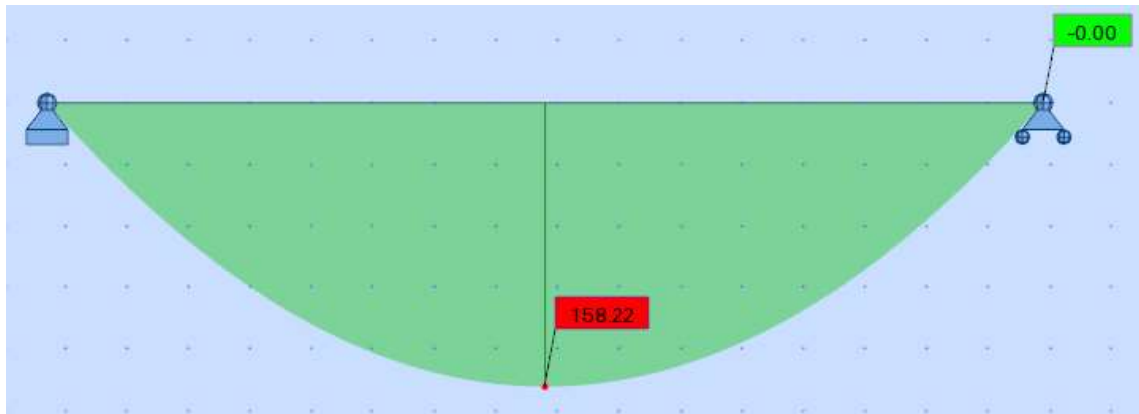
Laattakenttien laskelmissa kaikki kuormat ja kestävyudet on laskettu yhden kuorilaatan levyiselle kaistalle $b = 1200$ mm.

6.2 Kuorilaatat

6.2.1 Staattisen rakennemallin muuttuminen

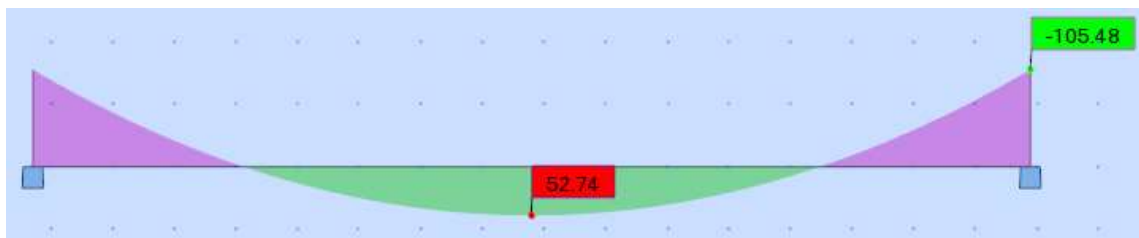
Kuorilaattakenttiin tehdään erilaisia aukotuksia kohtien 5.1.1 (tapaus 1) ja 5.1.2 (tapaus 2) mukaisesti. Staattisten mallien muuttumista lähtötilanteen ja uuden tilanteen välillä arvioitiin Robot Structural Analysis Professional 2017 -ohjelmalla. Tapauksen 1 kohdalla yhden palkkivälin kuorilaattakenttä muuttuu kokonaan yksiaukkoiseksi. Laattakentän kapasiteetti tapauksessa 1 lasketaan kahdella eri periaatteella. Ensin siten, että laatta toimii päistään nivelellisenä yksiaukkoisena rakenteena ja sitten siten, että se toimii päistään kiertymätuettuna yksiaukkoisena rakenteena. Tämä edellyttää, että laattakentän reunoilla on palkkien kiertymän estävät uudet betonipalkit, tai vanha palkki on itsessään riittävän jäykkä kiertymää vastaan. Tapauksen 2 kohdalla aukon reuna on laattakentän puolella, jolloin kuorilaatta yhdessä pintavalun kanssa toimii lyhyenä ulokkeena. Tässä tapauksessa tulee tarkistaa tukiraudoituksen riittävyys, sekä kuorilaatan taivutuskapasiteetti kentän puolella.

Tapauksessa 1 laattakentän taivutusmomentin mitoitusarvo on kuvan 23 mukaan $M_{EdKT} = 158,22 \text{ kNm}$, kun rakenne on päistään kiertymän salliva.



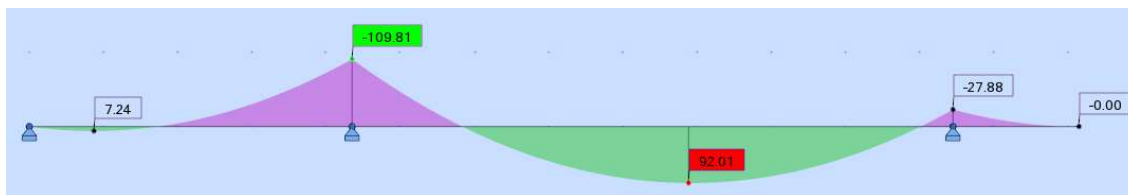
Kuva 23. Tapaus 1. Murtorajatilan kuorma. Kuormayhdistelmä $1,15 \times DL1 + 1,5 \times LL1$

Tapauksessa 1 laattakentän taivutusmomentin mitoitusarvo on kuvan 24 mukaan $M_{EdKT1} = 52,74 \text{ kNm}$ ja tukimomentti on $M_{EdTT12} = -105,48 \text{ kNm}$, kun rakenne on päistään täysin jäykästi tuettu.



Kuva 24. Tapaus 1. Murtorajatilan kuorma. Kuormayhdistelmä $1,15 \times DL1 + 1,5 \times LL1$. Jäykät tuet päissä.

Tapauksessa 2 laattakentän taivutusmomentin mitoitusarvo on kuvan 25 mukaan $M_{EdKT21} = 92,01 \text{ kNm}$ ja tukimomentti ulokkeen puolella on $M_{EdT2T} = -27,88 \text{ kNm}$.

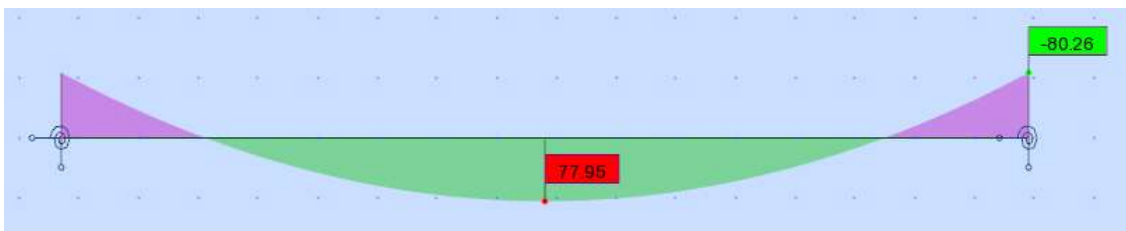


Kuva 25. Tapaus 2. Murtorajatilan kuorma. Kuormayhdistelmä $1,15 \times DL1 + 1,5 \times LL1$.

6.2.2 Välipohjan taivutuskapasiteetit

Kuorilaattavälipohjan taivutuskapasiteettien laskelmat on esitetty liitteessä 1. Laskelmien perusteella välipohja kestää kentässä noin $M_{Rd,kl} = 116,3 \text{ kNm}$ taivutusmomenttia. Tuen raudoituksen kapasiteetti määritettiin EN 1992-1-1 mukaan tavallisen taivutetun betoni-rakenteen kaavoin. Pintalaattaan on vanhojen suunnitelmien perusteella asennettu rauditus T8 k100, joka ulottuu 3 m laattakenttään. Tukialueen taivutuskapasiteetti on laskettu vain noin 600 mm päässä tuen keskeltä eli kuorilaattapalkin reunalla, jossa välipohjan paksuus ohenee 220 mm:iin. Keskellä tukea taivutuskapasiteetti on alueellisesti hieman korkeampi, sillä palkin kohdalla välipohjan paksuus on 320 mm. Tuen taivutuskapasiteetti on $M_{Rd,t} = 51,0 \text{ kNm}$. Kun tukialueen momentissa huomioidaan myös elementin ja pintabetonin välisen kutistumaeron ja viruman aiheuttamat pakkovoimat, pienenee tuen taivutusrasitus liitteen 1 laskelman perusteella $M_B = 32,17 \text{ kNm}$. Tämä voidaan huomioida suoraan vähentämällä se taivutusrasituksesta.

Tapauksen 1 kohdalla kuvan 24 mukainen tukialueen taivutusmomentti $M_{EdTT12} = -105,48 \text{ kNm}$ ylittää taivutuskestävyyden $M_{Rd,t}$. Toisaalta kentän taivutuskapasiteetti on huomattavasti enemmän kuin kuvan 24 kentän taivutusmomentti $M_{EdKT12} = 52,74 \text{ kNm}$. Toisin sanoen tukialueen ei tarvitse kestää täysin jäykkää liitosta, vaan osan momentista voidaan sallia siirtyvän kenttään, jossa kapasiteettia on enemmän. Kun tuen taivutusmomentissa huomioidaan vähennys M_B ja momenttia tasataan kentän ja tuen välillä siten, että tukialue ottaa momenttia enintään sen heikomman kapasiteetin M_{Rd1} verran, jää kentälle momenttia kuvan 26 mukaan $M_{EdKT12} = 77,95 \text{ kNm}$. Tukialueen momentti on kokonaisuudessaan $M_{EdTT12} = -80,26 \text{ kNm} + 32,17 \text{ kNm} = -48,09 \text{ kNm} < M_{Rd1}$



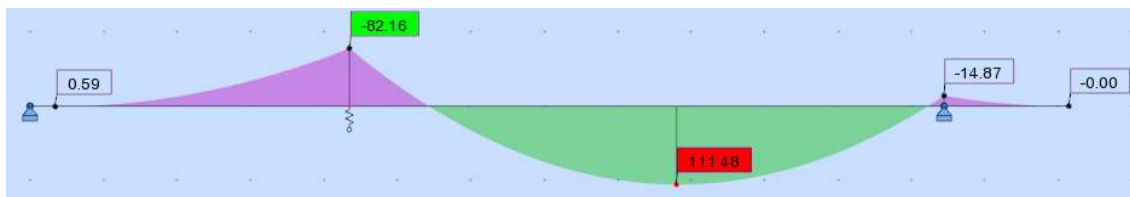
Kuva 26. Murtorajatilan kuorma. Kuormayhdistelmä $1,15 \times DL1 + 1,5 \times LL1$. Kiertymän osittain sallivat tuet

Tapauksen 2 kohdalla laatan taivutuskapasiteetin tuella ollessa $M_{Rd,t} = 51,0 \text{ kNm}$ ja tuen momentin ollessa kuvan 25 mukaan $M_{EdTT21} = -27,88 \text{ kNm}$, tukiraudoituksen käyttöaste on noin 55%. Raudoitus on siten riittävä toimimaan ulokkeena. Kuvassa 25 esitetty välituen taivutusmomentti $M_{EdT1T} = -109,81 \text{ kNm}$ on kuitenkin liian suuri tuen taivutuskapasiteettiin nähden. Kuvan 25 laskennassa ei ole kuitenkaan huomioitu jännitettyjen rakenteiden ja liittovalun työjärjestystä, työaikaista tuentaa tai viruman ja kutistumaeron aiheuttamaa pakkomomenttia M_B , jolloin taivutusrasitus on todellista tilannetta suurempi. Kun laskentamallissa välituen muuttua painuvaksi tueksi laatan yläpinnan raudoituksen kapasiteetin sallimien rajojen mukaan ($M_{Ed} < M_{Rd}$), muuttuu kuvaaja kuvan 27 mukaiseksi.



Kuva 27. Tapaus 2. Murtorajatilan kuorma. Kuormayhdistelmä $1,15 \times DL1 + 1,5 \times LL1$.

Toisaalta laattakentän suurin rasitus syntyy, kun hyötykuormaa ei esiinny reunakentässä eikä ulokkeella, eli niin sanotussa shakkilautakuormituksessa. Tällöin rakenteen taivutusmomentin kuvaaja on kuvan 28 mukainen, kentän momentin ollessa $M_{EdKT22} = 111,48 \text{ kNm}$. Tässäkin tapauksessa taivutusmomentti jää alle laattakentän taivutuskapasiteetin ja tukimomentti $M_{EdT1T21} = -82,16 \text{ kNm} + 32,17 \text{ kNm} = -49,99 \text{ kNm} < M_{Rd}$



Kuva 28. Tapaus 2. Murtorajatilan kuorma. Kuormayhdistelmä $1,15 \times DL1 + 1,5 \times LL1$, shakkilautakuorma.

6.2.3 Taipuma

Välipohjien taipumalaskelma on esitetty liitteessä 1. Taipumassa on huomioitu hyötykuormasta ja omista painoista tulevan taipuman lisäksi kutistumasta aiheutuva lisätaipuma, kuorilaattaelementin ja pintabetonin kutistumaerosta aiheutuva lisätaipuma, virumasta aiheutuva taipuma ylöspäin sekä tukimomentin myötä syntyvä taipuma. Laattakentän kokonaistaipuma on noin 8,6 mm. Lukema vastaa jännevälin perustella noin $L/800$ arvoa, joka on hyvin maltillinen pitkästä jännevälistä huolimatta.

6.3 Palkit

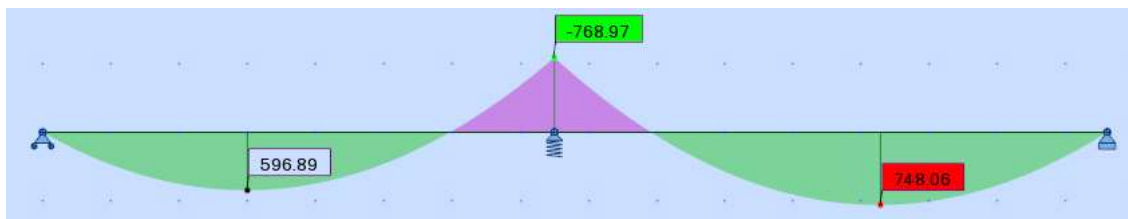
6.3.1 Palkin taivutuskapasiteetit lähtötilanteessa

Palkin laskelmat on esitetty liitteessä 2. Palkin taivutuskapasiteetit on laskettu samalla laskentapohjalla kuin välipohjan kuorilaattojen, mutta laskelmiin on lisätty palkin sisään valettujen teräspalkkien tuoma lisäkapasiteetti. Teräspalkkien ja betonin välinen liittovaikutus on otettu huomioon rakenteen jäykkyyttä (EI) laskettaessa, mutta murtorajatilamitoituksessa kentän taivutuskapasiteetin laskennassa teräspalkkien tuoma lisä on huomioitu vain palkkien lujuuden ja taivutusvastuksen mukaan, eli liittovaikutusta betoniin ei ole huomioitu. Teräspalkkien neutraaliakseli sijaitsee palkin neutraaliakselin yläpuolella, joten teräspalkit toimisivat liittorakenteessa lähinnä puristusraudoituksena, jonka vuoksi liittovaikutuksen tuoman lisäkapasiteetin määrittäminen jätettiin laskennan ulkopuolelle. Tämän myötä rakenteella on siis kentän taivutuskapasiteetin suhteen hieman ylimääristä varmuutta. Palkin kentän taivutuskapasiteetti on laskelmien mukaan noin $M_{Rd,k} = 749 \text{ kNm}$, ja palkin taivutusrasitus kentässä $M_{Ed,k} = 741 \text{ kNm}$, jolloin käyttöaste on melko korkea 98,9 %.

Teräspalkkien ja betonin välinen liittovaikutus on kuitenkin huomioitu tukialueen taivutuskestävyyden laskennassa, jossa teräspalkki toimii enemmän myös vetoraidoituksena palkin muun yläpinnan raudoituksen kanssa. Poikkileikkaus on siten tuella enemmän eurokoodissa SFS-EN1994-1-1 (kuva 1) esitettyjen liittopoikkileikkausten kaltainen ja laskenta sen mukaisin kaavoin on mahdollista. Liittorakenteen taivutuskapasiteetti tuella laskettiin plastisuusteorian mukaisesti, kun luvussa 3.2.1 esitetyt eurokoodin ehdot täyttyivät tämän osalta. Taivutuskapasiteetiksi saatiin laskelmien perusteella $M_{Pl,Rd,eff} = 640 \text{ kNm}$ ja palkin taivutusrasitus tuella on laskelman mukaan $M_{Ed,t} = -712 \text{ kNm}$, jolloin käyttöaste ylittyy sen ollessa 111 %. Liitteen 2 laskelman taivutusrasituksessa on jo huomioitu kutistumaerojen ja viruman aiheuttamien lisämomenttien summa $M_B = 129,6 \text{ kNm}$. Mikäli teräspalkin ja betonin liittovaikutus huomioitaisiin myös kentän taivutuskapasiteetissa, kasvaisi rakenteen kokonaisjäykkyys. Tällöin myös tuelle syntyvä momentti olisi pienempi, sillä siitä osa siirtyisi kenttään sen kasvavan jäykkyyden suhteessa. Tämän lisäksi liitteen 2 kuormien ja rasiusten laskennassa ei ole käytetty laskennan yksinkertaistamisen vuoksi 2-aukkoisen palkin tarkkoja jännevälejä. Laskelmissa taivutusmomentit on laskettu yksinkertaistetulla kaavalla, jossa oletetaan 2-aukkoisen palkin molemmat jännevälit yhtä pitkiksi. Todellisuudessa palkin toinen jänneväli on 7.5 m ja toinen 8.1 m.

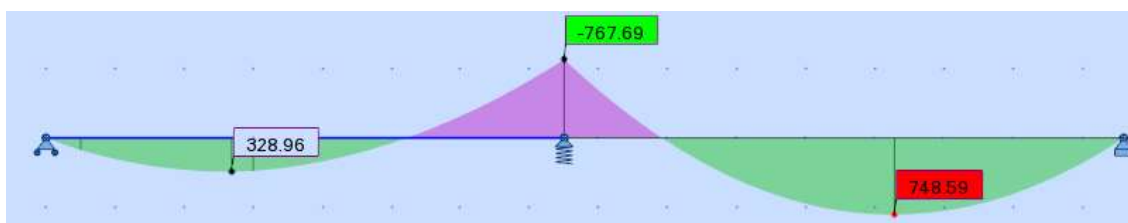
6.3.2 Palkin staattisen rakennemallin muuttuminen, tapaus 1

Palkkien väleihin tehtyjen uusien porraskokkojen myötä rakenteen staattinen malli muuttuu. 2-aukkoisen palkin toisesta kentästä häviää suuri osa omasta painosta sekä hyötykuormasta. Staattisen mallin muuttumista lähtötilanteen ja uuden tilanteen välillä arvioitiin Robot Structural Analysis Professional 2017 -ohjelmalla. Aluksi luotiin lähtötilanteen mukainen laskentamalli, jonka perusteella keskituella asetettiin hieman painuva tuki momenttikuvaajan tasapainottamisen vuoksi. Eli tuen painuvuus määritettiin siten, että keskituen laskennallinen taivutuskapasiteetti ei ylity kutistuma- ja virumaerojen lisämomentti M_B huomioiden, jolloin kentän momentti kasvaa samassa suhteessa. Rakenteen momenttikuvaaja on kuvan 29 mukainen; keskituella syntyvä tukimomentti on lähtötilanteen laskentamallissa $M_{Ed,t} = -768,97 \text{ kNm} + 129,6 \text{ kNm} = -639,37 \text{ kNm}$ ja kentän momentti on $M_{Ed,k} = 748,06 \text{ kNm}$. Molemmat arvot jäävätkin siis FEM -laskennan mukaan kohdassa 6.3.1 mainittujen taivutuskapasiteettien alle.



Kuva 29. 2-aukkoisen palkin taivutusrasitukset lähtötilanteessa. Kuormayhdistelmä 1,15xDL1 + 1,5xLL1.

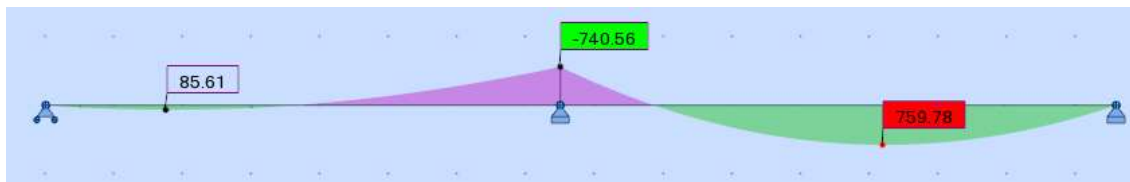
Kun toisen kentän puolelle lisätään koko palkin jännevälin mittainen aukko, pienenee vanhalta välipohjalta tulevat kuormat noin puoleen. Kyseiselle kohdalle tulee uusia kuormia palkin päälle valetusta paikallavalupalkista sekä teräsrakenteisesta portaasta. Lisäksi paikallavalupalkin tuoma lisäjäykkyys tasapainottaa kenttien momenteja. Kun nämä kaikki huomioidaan laskentamallissa, momenttikuvaajasta tulee kuvan 30 mukainen. Kun keskituella taivutusmomentti on $M_{Ed,t} = -767,69 \text{ kNm} + 129,6 \text{ kNm} = 638,09 \text{ kNm}$ jääden hieman taivutuskapasiteetin $M_{Pl,Rd,eff}$ alle, rasitetummassa kentässä taivutusrasitus nousee $M_{Ed,k} = 748,59 \text{ kNm}$:iin joka on myös alle kohdassa 6.3.1 mainitun kentän taivutuskapasiteetin $M_{Rd,k} = 749 \text{ kNm}$. Aukon puoleisessa kentässä taivutusmomentti puolestaan putoaa noin puoleen alkuperäisestä.



Kuva 30. 2-aukkoisen palkin taivutusrasitukset lopputilanteessa. Kuormayhdistelmä 1,15xDL1 + 1,5xLL1.

Mikäli paikallavaletun teräsbetonipalkin tuomaa lisäjäykkyyttä ei oteta huomioon, on tilanne hieman erilainen. Tällöin rakenteen momenttikuvaaja on kuvan 31 mukainen, kun kyseessä on tilanne, jossa hyötykuormaa on vain rasitetumman kentän puolella. Keskituella tukimomentti jää selvästi kapasiteettia pienemmäksi, sillä toisella puolella ei ole riittävästi massaa tai jäykkyyttä tasaamaan momenttia kenttien välillä. Rasitetummalla puolella kentän momentti taas kasvaa $M_{Ed,k} = 759,78 \text{ kNm}$:iin, joka ylittää hieman liit-

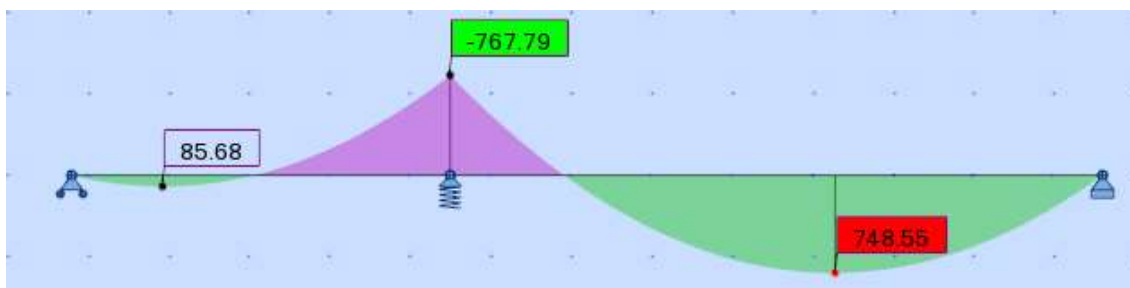
teen 2 mukaisen laskelman taivutuskapasiteetin $M_{Rd,k} = 749 \text{ kNm}$. Tässäkin täytyy kuitenkin muistaa, että laskelmassa ei ole huomioitu palkin sisään valettujen teräspalkkien liittovaikutusta betoniin, jolloin taivutuskapasiteetissa on hieman ylimääräistä varmuutta.



Kuva 31. 2-aukkoisen palkin taivutusrasitukset lopputilanteessa, kun paikallavalupalkin jäykkyyttä ei huomioida. Kuormayhdistelmä $1,15 \times DL1 + 1,5 \times LL1$, shakkilautakuorma, hyötykuorma oikean puoleisessa kentässä.

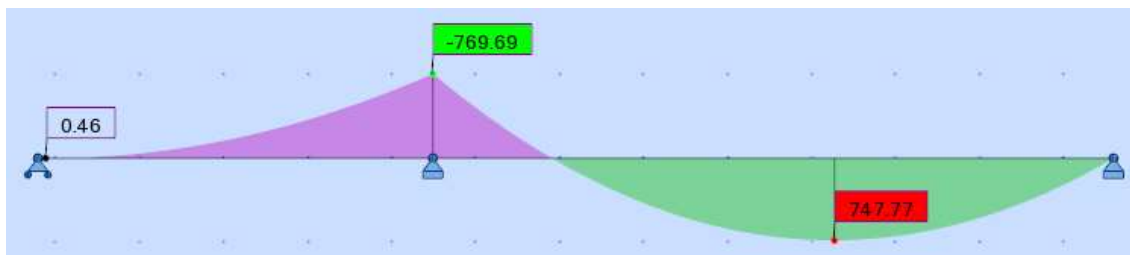
6.3.3 Palkin staattisen rakennemallin muuttuminen, tapaus 2 (katkaistava palkki)

Luvun 5.2 kuvassa 22 on esitetty välipohjaan tehtävä aukko, jonka myötä katkaistaan myös yksi välipohjan palkki. Katkaistun palkin alle tulee uusi tuki, joten rakenne säilyy kaksiaukkoisena, mutta toinen jänneväli lyhenee. Kun hyötykuorma jakautuu koko palkin matkalle tasaisena, jää sekä tukialueen että kentän taivutusrasitukset alle kapasiteettien, kuten kuvassa 32 on esitetty.



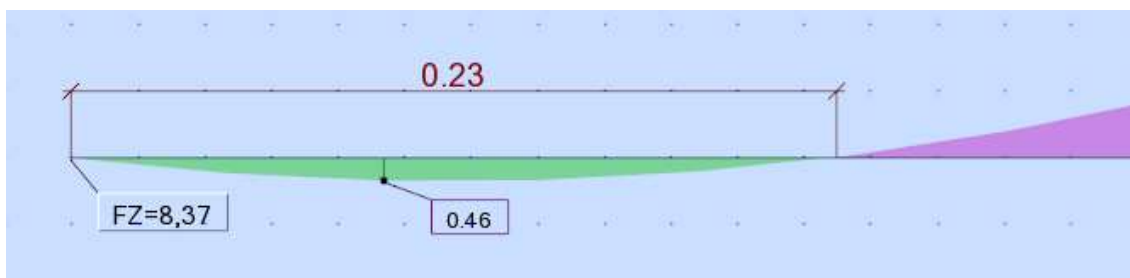
Kuva 32. Momenttikuvaaja, kun palkin kuvassa vasemman puoleista jänneväliä on lyhennetty 2.8 m. Kuormayhdistelmä $1,15 \times DL1 + 1,5 \times LL1$.

Toisaalta tässä tilanteessa, jossa jänneväli tuen toisella puolella on selvästi pidempi, syntyy mitoittava tilanne kentän taivutusrasituksen osalta, kun hyötykuormaa on pelkästään pidemmän jännevälän puoleisessa kentässä. Tällöin momenttikuvaaja on kuvan 33 mukainen, eli kentän taivutusmomentti on lähes kapasiteetin suuruinen, kuten myös tukialueen momentti.



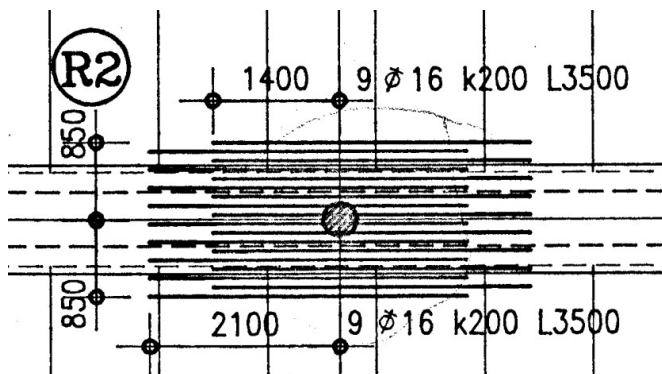
Kuva 33. Momenttikuvaaja, kun palkin kuvassa vasemman puoleista jänneväliä on lyhennetty 2.8 m. Kuormayhdistelmä $1,15 \times DL1 + 1,5 \times LL1$, shakkilautakuorma, hyötykuorma oikeanpuoleisessa kentässä.

Kuvan 33 momenttikuvaajasta huomaa, että vasemman puolen kentän taivutusrasitus on lähes reunatuelle asti negatiivista. Juuri ennen tukea taivutusmomentti muuttuu positiiviseen arvoon $M_{Ed,k} = 0,46 \text{ kNm}$, joten tuella on tällöin positiivinen tukireaktiokin. Kuvassa 34 on suurennos kuvan 33 vasemman reunan tuesta, jossa momentin nähdään muuttuvan positiiviseksi 230 mm ennen tukea. Tukireaktio on $F_{Rd} = 8,37 \text{ kN}$.



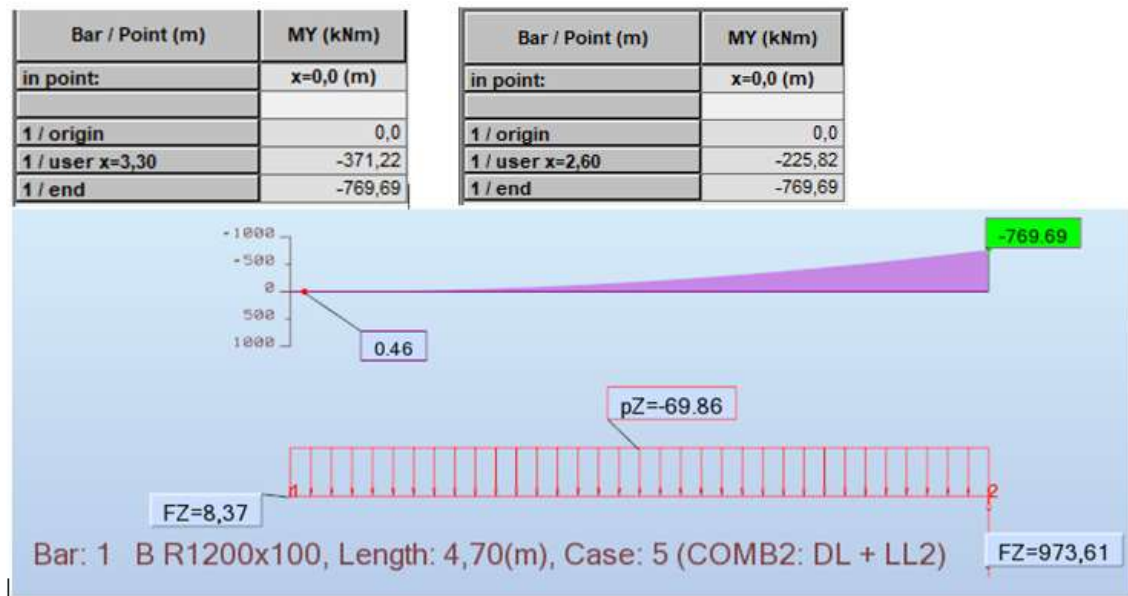
Kuva 34. Suurennos kuvan 33 vasemman reunan tuesta ja momenttikuvaajasta.

Käytännössä negatiivinen momentti lähes koko reunakentässä tarkoittaa sitä, että palkissa on oltava yläpinnassa riittävästi terästä ottamassa vetojännityksen vastaan. Taivutuskapasiteetti kyseisellä kohdalla kentässä tuleekin siis määrittää samoin kuin normaalisti tilanteessa tuella, eli huomioiden betonipalkin sisäisten teräsprofiilien liittovaikutus. Puolet tuen raudoituksesta ulottuu kentän puolelle kuvan 35 vanhan suunnitelmien kuvaotteen perusteella 1400 mm ja puolet 2100 mm, jonka jälkeen teräspalkkien ja palkin pituussuunnassa jatkuvana kulkevan pituussuuntaisen raudoituksen T8 k800 on riittävä.



Kuva 35. Palkin yläpinnan raudoitus tuen kohdalla.

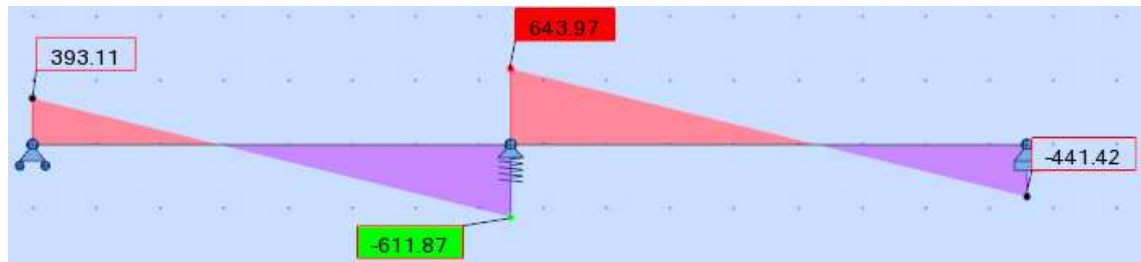
Kuvassa 36 on esitetty katkaistun palkin momentti 1400 mm päässä keskitueltä, eli 4.7 metriä pitkän palkin vasemmasta reunasta mitattuna pisteessä $x = 4,7 \text{ m} - 1,4 \text{ m} = 3,30 \text{ m}$. Taivutusmomentin suuruus tarkastelukohdalla on $M_{Ed,k} = -371,22 \text{ kNm}$ ja palkin taivutuskestävyys kokonaan ilman yläpinnan raudoitustankoja on $M_{Pl,Rd,eff} = 289,8 \text{ kNm}$. Kun poikkileikkauksessa huomioi yläpinnassa jatkuvan raudoituksen 3T8 (k800), on taivutuskestävyys $M_{Pl,Rd,eff} = 305 \text{ kNm}$. Kun taas huomioi tarkastelukohdalla olevan puolet pääraudoituksesta, eli 9T16, on taivutuskestävyys $M_{Pl,Rd,eff} = 469,6 \text{ kNm}$. Raudoitteille jää tällöin vielä 700 mm matkaa ankkuroitua betoniin. Kun taas tarkastellaan kohtaa $x = 4,7 \text{ m} - 2,1 \text{ m} = 2,60 \text{ m}$, jossa tukialueen raudoitus päättyy ja kaiken vetorasituksen ottaa teräspalkit ja jatkuva raudoitus 3T8, on taivutusrasitus enää $M_{Ed,k} = -225,82 \text{ kNm}$. Palkilla on siis murtorajatilassa riittävä taivutuskestävyys, vaikka kentän momentti muuttuukin negatiiviseksi ja vetojännitys vaihtuu alapinnasta yläpintaan.



Kuva 36. Katkaistun palkin momenttikuvaaja ja momentin suuruus tarkastelupisteessä x=3,3 m.

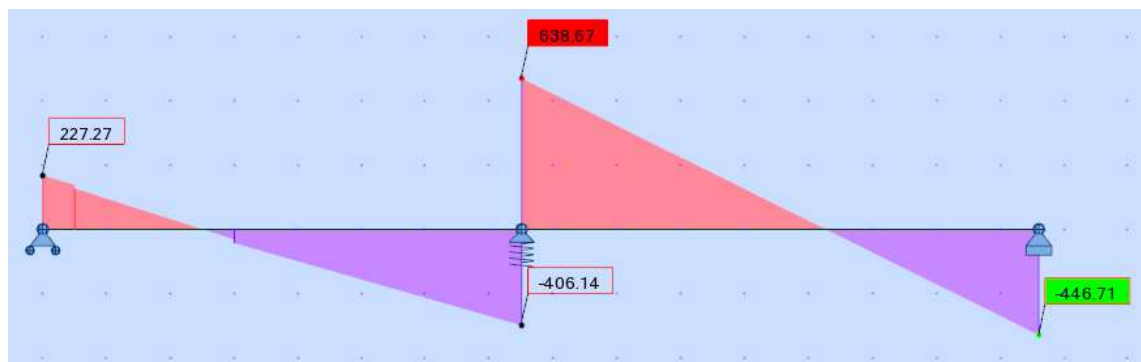
6.3.4 Leikkauskapasiteetti

Betoni-teräs -liittopalkin leikkauskestävyyden määrittäminen suoritettiin eurokoodin EN 1994-1-1 mukaisesti plastisuusteorian ehdoin ensin pelkälle teräsosalle, eli tässä tapauksessa kahdelle IPE 180 -teräspalkille. Leikkauskestävyyden laskenta on esitetty liitteen 2 luvussa 9. Laskelmassa palkkiin vaikuttava leikkausvoima määritettiin keskittuen reunalla, eli 190 mm tuen keskeltä. Laskelmassa on yksinkertaistuksen vuoksi määritetty molemmat jännevälit 8.1 m pituisiksi, vaikka toinen jänneväleistä on 7.4 m pitkä. Tämä antaa laskelmassa hieman varman puolella olevan tuloksen. Teräspalkkien leikkauskestävyyden arvoksi tulee laskelman mukaan $V_{pl,Rd} = 461,2 \text{ kN}$ ja vaikuttava leikkausvoima $V_{Ed} = 658 \text{ kN}$. Jännevälien pituuserot huomioivassa Robot -laskentamallissa leikkausvoiman arvo keskellä tukea lähtötilanteessa on kuvan 37 mukainen $V_{Ed} = 643,97 \text{ kN}$



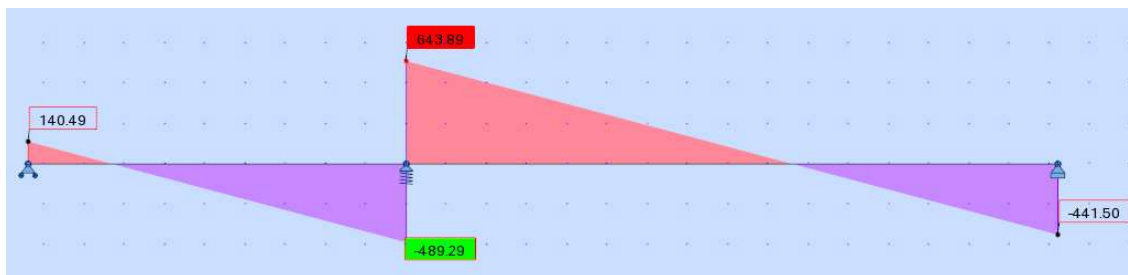
Kuva 37. 2-aukkoisen palkin leikkausrasitukset lähtötilanteessa. Kuormayhdistelmä $1,15 \times DL1 + 1,5 \times LL1$. (Kuvan 29 momenttikuvaajaa vastaava tapaus)

Välipohjiin tehtävien aukkojen kohdalla välipohjan kuormat ja siten myös tukireaktiot ja leikkausvoimat pääasiassa vain pienentyvät, joten leikkausvoiman vaikutus kantavuuteen niillä kohdin ei ole niin kriittinen. Tapauksen 1 kohdalla leikkausvoimakuvaaja on kuvan 38 mukainen, eli suurin leikkausvoiman arvo keskellä tukea on $V_{Ed} = 638,67 \text{ kN}$.



Kuva 38. 2-aukkoisen palkin leikkausrasitukset lopputilanteessa. Kuormayhdistelmä $1,15 \times DL1 + 1,5 \times LL1$. (Kuvan 30 momenttikuvaajaa vastaava tapaus)

Tapauksen 3 kohdalla leikkausvoimakuvaaja on kuvan 39 mukainen, eli suurin leikkausvoiman arvo keskellä tukea on $V_{Ed} = 638,67 \text{ kN}$.



Kuva 39. Katkaistun 2-aukkoisen palkin leikkausrasitukset lopputilanteessa. Kuormayhdistelmä $1,15 \times DL1 + 1,5 \times LL1$. (Kuvan 32 momenttikuvaajaa vastaava tapaus)

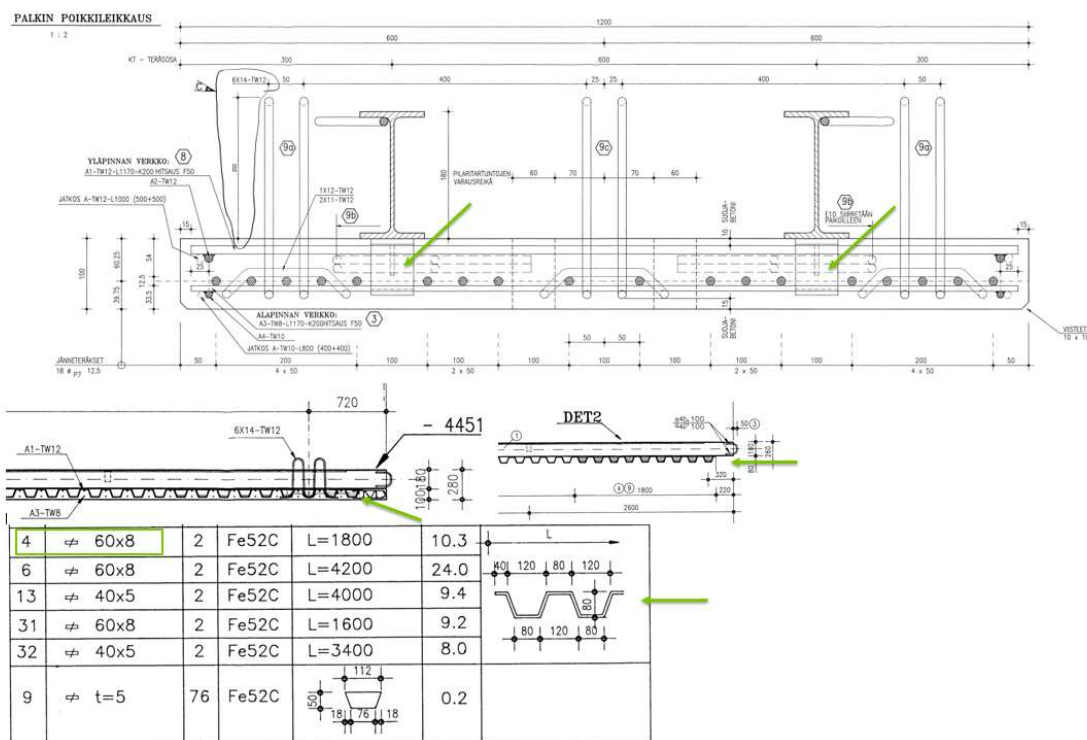
Kuten kuvien 37 – 39 kuvaajien leikkausvoiman arvoista näkee, pelkkä teräspalkkien leikkauskestävyys ei ole riittävä. Liitteen 2 laskelmassa arvioitiin liittopoikkileikkauksen leikkauskestävyyttä myös laskemalla betonipoikkileikkauksen leikkauskestävyys raudoittamattomana rakenteena, jolloin koko rakenteen leikkauskestävyys olisi $V_{pl,Rd} = 654,1 \text{ kN}$ ja käyttöaste liitteen laskelman perusteella 100,6 %. Kuvan 37 leikkausvoiman enimmäisarvoon nähden leikkaukskapasiteetti on kuitenkin suurempi. Lisäksi leikkausvoiman mitoitusarvona olisi sallittavaa käyttää arvoa betonipoikkileikkauksen tehollisen korkeuden etäisyydellä tuen reunasta, jolloin arvo olisi vielä pienempi.

Laskelmaliitteessä 2 laskettiin leikkausvoiman arvo vielä jännitetylle betonipoikkileikkaukselle jännitysjakautuman kautta. Laskelmassa huomioidaan rakenteen esijännitysvoima jännehäviöineen ja käytettävä leikkausvoiman arvo laskettiin kriittisessä pisteessä laskelman mukaisella etäisyydellä tuen reunasta. Laskelman perusteella liittopoikkileikkauksen leikkaukskapasiteetin käyttöaste on murtorajatilassa 99,9 %. Leikkausrasitukset eivät tule missään uudessa kuormitustapauksessa kasvamaan, joten lähtötilanteen korkeasta käyttöasteesta ei ole haittaa.

6.3.5 Leikkausliitos työsaumassa

Työsauman leikkausliitoksen kestävyuden laskenta on esitetty liitteessä 2. Liitoksen kapasiteetti laskettiin kokonaiskuormaa vastaavalle leikkausvoimalle, joka muodostuu työsauman alapuolelle ja yläpuolelle kohdistuvista voimien resultanteista. Betonin vetolujuuden arvona käytettiin heikompaa, eli pintabetonin vetolujuuden arvoa. Laskelmassa otettiin huomioon myös pintalaatan kutistumasta aiheutuva työsauman leikkausjännitys.

Laskelman perusteella työsauman leikkausvoima tulee ankkuroida palkin päissä vähintään matkalle $x_1 = 826 \text{ mm}$, josta eteenpäin betonivalujen välinen koheesio riittää pitämään valut yhdessä. Pintalaatan ja elementin välisestä kutistumaerosta syntyvä leikkausvoima ankkuroidaan matkalle $z_1 = 300 \text{ mm}$ ja tästä eteenpäin pisteeseen x_1 asti ankkuroidaan taivutuksesta aiheutuva työsauman leikkausrasitus, eli $z_2 = x_1 - z_1$. Elementtipalkin ja pintavalun välillä on teräslevyvaarvoja 120/80 mm jakovälillä yksi vaarna teräspalkkia kohden, eli yhteensä kaksi kappaletta poikkileikkausta kohden, kuten kuvassa 40 on esitetty.



Kuva 40. Työsauman leikkausliitoksen teräsvaarnat.

Pintalaatan ja elementin välisen kutistumaeron aiheuttaman työsauman leikkausvoiman vaatiman työsaumaraudoituksen laskennassa on otettu huomioon teräslevyvaarvojen lisäksi myös elementiltä pintavaluun tulevat 4-leikkeiset harjaterästartunnat 6T12. Tällöin työsaumaraudoituksen käyttöaste palkin päästä mitattuna matkalla z_1 on 95,5 %. Matkalla z_2 on huomioitu vain kyseiselle alueelle sijoittuvat teräsvaarnat, joiden käyttöaste taipumasta aiheutuvalle työsauman leikkausvoimalle on 36,3 %.

6.3.6 Taipuma

Palkkien taipumalaskelma on esitetty liitteessä 2. Taipumassa on huomioitu hyötykuor-
masta ja omista painoista tulevan taipuman lisäksi kutistumasta aiheutuva lisätaipuma,
kuorilaattaelementin ja pintabetonin kutistumaerosta aiheutuva lisätaipuma, virumasta
aiheutuva taipuma ylöspäin sekä tukimomentin myötä syntyvä taipuma. Palkin kokonais-
taipuma on noin 26.8 mm. Sallitun enimmäistaipuman rajan ollessa $L/250$ eli 32.4 mm,
jää kokonaistaipuma vielä selvästi sen alapuolelle.

7 Yhteenveto

Esijännitettyjen teräsbetonirakenteiden toiminta perustuu pitkälti betonin hyvän puristuslujuuden ja teräksen hyvän vetolujuuden optimointiin. Samaan ideologiaan perustuu myös tavallisten teräsbetonirakenteiden toiminta, mutta jännitetyissä rakenteissa pyritään siihen, että betoni olisi koko poikkileikkauksessa puristettuna kaikissa kuormitustilanteissa, jolloin siinä ei esiinny taivutuksesta aiheutuvaa halkeilua. Tästä ominaisuudesta on hyötyä, kun rakenteelta odotetaan esimerkiksi vesitiiveyttä. Ominaisuutta on hyödynnetty esimerkiksi pysäköintilaitoksissa, joista yksi järjestelmä on opinnäytetyön tutkimuskohteessa käytetty Lohjan pysäköintitalojärjestelmä. Pääperiaatteena järjestelmässä on luoda jatkuva rakenne, joka on kaikissa kuormitustapauksissa puristettu ja siten myös vesitiivis. Jatkuviissa kuorilaattakentissä esijännitysvoima aiheuttaa betonin viruman ylöspäin, jolloin välituille syntyy momentti joka tasapainottaa hyötykuormista syntyvää momenttia siten, että laatan yläpinta pysyy välituellakin puristettuna kaikissa kuormitustapauksissa.

Kun jatkuvarakenteiseen välipohjaan tehdään jälkeinpäin suuria aukkoja, katkeaa kuorilaattojen jatkuvuus. Tällöin on varmistettava siitä, että esijännitetyn kuorilaatan taivutuslujuus on riittävä, huomioiden muuttunut staattinen rakennemalli. Tai vaihtoehtoisesti on varmistettava, että välipohjan liitos palkkiin tai seinälle omaa riittävän jäykkyyden huomioiden myös kentän taivutuskestävyys. Vaikka rakenteella olisikin riittävästi kapasiteettia uusien kuormitustapausten kantamiseen, täytyy kuitenkin huomioida, että rakenne ei ole välttämättä enää puristettu joka kohdasta. Tällöin rakenne saattaa voimien uudelleen jakautuessa halkeilla esimerkiksi yläpinnasta, jolloin se menettää vesitiiveytensä.

Myös betoni-teräs-liittorakenteissa on tarkoituksena hyödyntää tehokkaimmalla mahdollisella tavalla betonin ja teräksen ominaisuudet. Plastisuusteorian mukaisin ehdoin yhdistetyn poikkileikkauksen taivutuslujuuden määrittäminen ei ole vielä kovin monimutkaista, mutta kimmoteorian ja epälineaarisen teorian mukainen taivutuslujuuden määrittäminen vaatii monimutkaisempaa laskentaa. Käytännössä kun teräsosa on kooltaan sopu-suhtainen ja se valetaan betonin sisään, kuuluu se lähes poikkeuksetta kokonaan poikkileikkaukseen luokkaan 1 tai 2, jolloin liittopoikkileikkauksen taivutuslujuus voidaan eurokoodin 1994-1-1 perusteella määrittää plastisuusteorian mukaan. Eurokoodissa on kuitenkin maininta, että rakenne ei saisi olla tällöin esijännitetty. Opinnäytetyössä tutkittu betoni-

teräs -liittopoikkileikkaus on kuitenkin myös esijännitetty, mutta liittorakenteen taivutuslujuus määritettiin vain jatkuvan kaksiaukkoisen palkin keskituella, jossa jännepunokset eivät osallistu vetopuolen toimintaan. Keskituella palkin yläpinnan vetojännitykset ottavat tavalliset harjateräkset ja palkin sisään valetut teräspalkit. Esijännitetyt punokset sisältävä elementti toimii siten keskituella vain puristusjännityksiä ottavana osana. Palkin jännevälillä taivutuskapasiteetti taas laskettiin esijännitetyn rakenteen ehdoin ilman betonipalkin sisältämien teräspalkkien liittovaikutuksen huomioimista. Teräspalkkien taivutuskapasiteetti otettiin kuitenkin huomioon yksittäisinä palkkeina niiden plastisen taivutusvastuksen tuoman lisäkapasiteetin myötä.

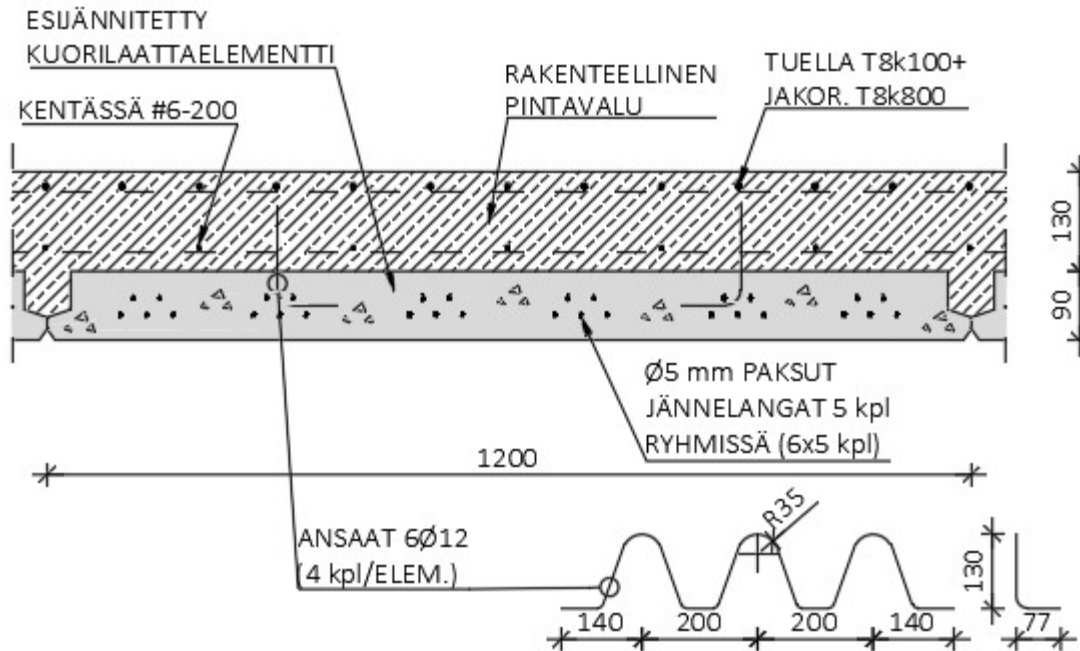
Lisäksi liittorakenteen jäykkyyssominaisuuksia laskettaessa betonivalun sisäiset teräspalkit huomioitiin Steinerin säännön mukaisesti. Eli teräspalkkien tuoma lisäjäykkyys otettiin huomioon taipuman sekä viruman ja kutistumaerojen aiheuttamien muodonmuutosten määrityksessä.

Suurten aukkojen tekeminen välipohjiin vaikuttaa luonnollisesti myös palkkien rasitukseen, kun niille tulevat välipohjan kuormat pienenevät merkittävästi. Kun kaksiaukkoisen palkin toiselta jänteeltä vähennetään kuormaa, pienenee kyseisen kentän taivutusrasitus, mutta samalla se kasvaa viereisessä kentässä. Käytännössä viereisen kentän taivutusmomentin liiallinen kasvaminen voidaan estää vain estämällä puretun välipohjan puolella olevan palkin nouseminen kuormien keventymisen myötä tai lisäämällä muilla keinoin palkille tulevaa pysyvää kuormaa. Palkin nouseminen voidaan estää esimerkiksi lisäämällä sen jäykkyyttä vahvistamalla sitä uusilla betonirakenteilla, jotka tuovat sille samalla lisää kaivattua omaa painoa. Kuvatuissa aukotus- ja vahvistustoimenpiteissä on tärkeää huolehtia siitä, että työjärjestys ja työnaikainen tuenta on suunniteltu tarkoin. Muutoin palkin voimasuureiden uudelleen jakautuminen saattaa aiheuttaa halkeamia ja pysyviä muodonmuutoksia tai jopa romahtamisvaaran.

Lähteitä

- [1] SFS-EN 1994-1-1 Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. 2. painos. Suomen standardisoimisliitto SFS ry. Rakennustuoteteollisuus RTT ry. Helsinki. 2005.
- [2] SFS-EN 1993-1-1 Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Suomen standardisoimisliitto SFS ry. Teknologiateollisuus. Helsinki. 2005.
- [3] SFS-EN 1993-1-5 Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-5: Levyrakenteet. Suomen standardisoimisliitto SFS ry. Teknologiateollisuus. Helsinki. 2006.
- [4] SFS-EN 1992-1-1 Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. 2. painos. Suomen standardisoimisliitto SFS ry. Rakennustuoteteollisuus RTT ry. Helsinki. 2015.
- [5] Elementtisuunnittelu.fi. Betonteollisuus Ry.
- [6] BY210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008. Suomen Betoniyhdistys Ry. Gummerus kirjapaino Oy. Jyväskylä 2008.
- [7] Betoninormikortti 13. Betoninormikortisto, RakMk B4 mukaiset betoninormikortti. Suomen Betoniyhdistys Ry. Verkkojulkaisu. <<http://www.betoniyhdistys.fi/julkaisut/vanhentuneet-betoninormikortit.html>> Luettu 22.10.2019
- [8] Puhelinhaastattelu. Jari Siniranta. (lokakuu 2019?)
- [9] Yhteen suuntaan kantavien teräsbetonisten tasorakenteiden analysointi- ja vahvistusmahdollisuudet korjaushankkeessa. Arike, R. Diplomityö. 2017 Aalto-yliopisto.
- [10] Eurokoodin soveltamisohje, betonirakenteiden suunnittelu – NCCI2. Liikenneviraston ohjeita 31/2017. Liikennevirasto. Helsinki 2017.
- [11] Betonirakenteiden suunnittelu Rak-43.3110 kurssimateriaali. M. Pajari. Aalto-yliopisto. Espoo 2012.
- [12] Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu eurokoodien mukaan. Peltomaa, M. Diplomityö. 2008 Tampereen teknillinen yliopist

Kuorilaatan laskelmat



1. Jäykkyyden määrittäminen

Rakenne 90x1200 kuorilaatta, jonka päällä 130 mm paksu pintavalu

1.1 Elementtilaatta

Betoni K35, käytetään EC:n mukaista C30/37

Ominaislujuus $f_{ck1} := 30 \text{ MPa}$

Keskimääräinen lujuus $f_{cm1} := f_{ck1} + 8 \text{ MPa} = 38 \cdot \text{MPa}$

Kimmokerroin $E_{cm1} := 22000 \cdot \left[\frac{(f_{cm1})}{10 \text{ MPa}} \right]^{0.3} \cdot \text{MPa} = 32836.568 \cdot \text{MPa}$

Keskimääräinen vetolujuus $f_{ctm1} := 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck1}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \text{MPa} = 2.896 \cdot \text{MPa}$

Paksuus $h_1 := 90 \text{ mm}$

Leveys $b := 1200 \text{ mm}$

Laatan jännelangat $n_p := 30$ kpl homogeenisia $\phi := 5 \text{ mm}$ lankoja. Langat on aseteltu laattaan 5:n kpl ryhmissä siten, että yhdessä ryhmässä 3 lankaa on alempana ja 2 ylempänä

punosten sijainti alareunasta $r := \frac{\phi}{2} = 2.5 \cdot \text{mm}$

$n_{\text{ap}} := 3$ Alempien punosten lkm

$n_{\text{yp}} := 2$ Ylempien punosten lkm

$c_{\text{ap}} := 33.2 \text{mm} + r = 35.7 \cdot \text{mm}$

$c_{\text{yp}} := 33.2 \text{mm} + 22 \text{mm} - r = 52.7 \cdot \text{mm}$

$c_{\text{p}} := \frac{n_{\text{ap}} \cdot c_{\text{ap}} + n_{\text{yp}} \cdot c_{\text{yp}}}{n_{\text{ap}} + n_{\text{yp}}} = 42.5 \cdot \text{mm}$

Yhden langan poikkiala $A_{\text{p1}} := \pi \cdot r^2 = 19.635 \cdot \text{mm}^2$

Kimmokerroin $E_{\text{p}} := 195 \text{GPa}$

Pinta-ala $A_{\text{p}} := n_{\text{p}} \cdot A_{\text{p1}} = 589.049 \cdot \text{mm}^2$

Staattinen momentti $S_{\text{p}} := A_{\text{p}} \cdot c_{\text{p}} = 2.503 \times 10^4 \cdot \text{mm}^3$

Hitausmomentti $I_{\text{p}} := 0$

Jäykkyudet

Aksiaalinen jäykkyys $E_{\text{p}} \cdot A_{\text{p}} = 114.864 \cdot \text{MN}$

Staattinen momentti $E_{\text{p}} \cdot S_{\text{p}} = 4.882 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$

Taivutusjäykkyys $E_{\text{p}} \cdot I_{\text{p}} = 0$

Betonipinta-ala (mukaan lukematta terästen kohdalla olevaa betonia)

$A_{\text{c1}} := b \cdot h_1 - A_{\text{p}} = 107410.951 \cdot \text{mm}^2$

Staattinen momentti alareunan suhteen $S_{\text{c1}} := A_{\text{c1}} \cdot \frac{h_1}{2} - S_{\text{p}} = 4.808 \times 10^6 \cdot \text{mm}^3$

Painopiste alareunasta $p_{\text{c1}} := \frac{S_{\text{c1}}}{A_{\text{c1}}} = 44.767 \cdot \text{mm}$

Hitausmomentti painopisteen suhteen

$I_{\text{c1}} := \frac{b \cdot h_1^3}{12} + b \cdot h_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2} - p_{\text{c1}} \right)^2 + A_{\text{p}} \cdot (p_{\text{c1}} - c_{\text{p}})^2 = 7.291 \times 10^7 \cdot \text{mm}^4$

Jäykkyudet

Aksiaalinen jäykkyys $E_{\text{cm1}} \cdot A_{\text{c1}} = 3.527 \times 10^3 \cdot \text{MN}$

Staattinen momentti $E_{cm1} \cdot S_{c1} = 157.893 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$

Taivutusjäykkyys $E_{cm1} \cdot I_{c1} = 2.394 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$

Elementin jäykkyysarvot

Taivutusjäykkyys $EA_1 := E_{cm1} \cdot A_{c1} + E_p \cdot A_p = 3.642 \times 10^3 \cdot \text{MN}$

Staattinen momentti $ES_1 := E_{cm1} \cdot S_{c1} + E_p \cdot S_p = 162.775 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$

Painopisteen etäisyys alhaalta $p_1 := \frac{ES_1}{EA_1} = 44.695 \cdot \text{mm}$

Taivutusjäykkyys painopisteakselin suhteen

$$EI_1 := E_{cm1} \cdot I_{c1} + E_{cm1} \cdot A_{c1} \cdot (p_1 - p_{c1})^2 + E_p \cdot A_p \cdot (p_1 - c_p)^2 = 2.395 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

1.1 Liittorakenne

Pintabetonin lujuus K-40, käytetään EC:n mukaista C35/45

Ominaislujuus $f_{ck2} := 35 \text{MPa}$

Keskimääräinen lujuus $f_{cm2} := f_{ck2} + 8 \text{MPa} = 43 \cdot \text{MPa}$

Kimmo­kerroin $E_{cm2} := 22000 \cdot \left[\frac{(f_{cm2})}{10 \text{MPa}} \right]^{0.3} \cdot \text{MPa} = 34077.146 \cdot \text{MPa}$

Keskimääräinen vetolujuus $f_{ctm2} := 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck2}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \text{MPa} = 3.21 \cdot \text{MPa}$

Paksuus $h_2 := 130 \text{mm}$ $h_0 := h_1 + h_2 = 220 \cdot \text{mm}$ (Koko laatan paksuus)

Leveys $b = 1200 \cdot \text{mm}$

Pinta-ala $A_2 := b \cdot h_2 = 156000 \cdot \text{mm}^2$

Painopiste elementin alareunasta $p_2 := h_1 + \frac{h_2}{2} = 155 \cdot \text{mm}$

Staattinen momentti elementin alareunan suhteen:

$$S_2 := A_2 \cdot p_2 = 2.418 \times 10^7 \cdot \text{mm}^3$$

Hitausmomentti pintabetonin painopisteen suhteen

$$I_2 := \frac{b \cdot h_2^3}{12} = 2.197 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

$$\text{Aksiaalinen jäykkyys} \quad EA_2 := E_{cm2} \cdot A_2 = 5.316 \times 10^3 \cdot \text{MN}$$

$$\text{Staattinen momentti} \quad ES_2 := E_{cm2} \cdot S_2 = 823.985 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Taivutusjäykkyys} \quad EI_2 := E_{cm2} \cdot I_2 = 7.487 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

Liittorakenne, elementti ja pintabetoni

$$\text{Aksiaalinen jäykkyys} \quad EA := EA_1 + EA_2 = 8.958 \times 10^3 \cdot \text{MN}$$

$$\text{Staattinen momentti} \quad ES := ES_1 + ES_2 = 986.76 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Painopisteen etäisyys elementin alareunasta} \quad p := \frac{ES}{EA} = 110.155 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Taivutusjäykkyys} \quad EI := EI_1 + EI_2 + EA_1 \cdot (p - p_1)^2 + EA_2 \cdot (p - p_2)^2 = 36.178 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$\text{Pintabetonin vaikutus jäykkyyteen} \quad k := \frac{EI}{EI_1} = 15.108$$

Jäykkyys kasvoi pintavalun myötä siis yli 15-kertaiseksi

2. Jännitystarkastelu

2.1 Muodonmuutokset

$$\text{Aksiaalinen venymä} \\ \text{painopisteakselilla} \quad \varepsilon_{00} := \frac{N}{EA}$$

$$\text{Käyritymä} \quad \psi := \frac{M}{EI}$$

M ja EI lasketaan painopisteakselin suhteen

$$\text{Venymä eri kohdissa poikkileikkausta} \quad \varepsilon(y) := \varepsilon_0 + \psi \cdot y$$

y on positiivinen mitta painopisteestä alaspäin

2.2 Esijännitys

Laskennan yksikertaistamiseksi tehdään oletus, että jännehäviöt tapahtuvat kokonaisuudessaan jo ennen pintabetonin valua.

$$\sigma_{p\infty} := 1320 \text{MPa} \quad \text{Jännevoima} \quad P_{\infty} := A_p \cdot \sigma_{p\infty} = 777.544 \cdot \text{kN}$$

Jännevoiman epäkeskisyys elementin painopisteen mukaan

$$e_p := p_1 - c_p = 2.195 \cdot \text{mm}$$

Elementtiä rasittavat esijännityksen voimasuureet

$$N_p := -P_{\infty} = -777.544 \cdot \text{kN}$$

$$M_p := -P_{\infty} \cdot e_p = -1.707 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Muodonmuutokset esijännityksestä

Aksiaalinen venymä painopisteakselilla $\varepsilon_{0P} := \frac{N_P}{EA_1} = -0.021\%$

Käyritymä $\psi_P := \frac{M_P}{EI_1} = -0.071 \frac{1}{m} \cdot \%$

Muodonmuutokset eri kohdissa poikkileikkausta

Alareuna $\varepsilon_{caP} := \varepsilon_{0P} + \psi_P \cdot p_1 = -0.025\%$

Yläreuna $\varepsilon_{cyP} := \varepsilon_{0P} + \psi_P \cdot (p_1 - h_1) = -0.018\%$

Jännitykset

Alareuna $\sigma_{caP} := E_{cm1} \cdot \varepsilon_{caP} = -8.057 \cdot \text{MPa}$

Yläreuna $\sigma_{cyP} := E_{cm1} \cdot \varepsilon_{cyP} = -5.95 \cdot \text{MPa}$


2.3 Jännitykset elementtilaatan omasta painosta

Laatan jänneväli $L_0 := 7060 \text{ mm}$

$L := \frac{L_0}{2} = 3.53 \text{ m}$ Työnaikainen tuenta keskellä

Elementtilaatan paino $g_1 := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot h_1 \cdot b = 2.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Käytetään 2-aukkoisen rakenteen taivutusrasitusten laskennan yksinkertaistamiseksi oheisia taulukkoarvoja

	Momentti		
	M_{AB}	M_B	M_{BC}
	0,070	-0,125	0,070

$k_m := 0.07$

Taivutusmomentti $M_{g1} := k_m \cdot g_1 \cdot L^2 = 2.355 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Normaalivoima $N_{g1} := 0 \text{ kN}$

$\varepsilon_{0g1} := \frac{N_{g1}}{EA_1} = 0$

$$\psi_{g1} := \frac{M_{g1}}{EI_1} = 0.098 \frac{1}{m} \cdot \%$$

$$\varepsilon_{cag1} := \varepsilon_{0g1} + \psi_{g1} \cdot p_1 = 4.396 \times 10^{-3} \cdot \%$$

$$\varepsilon_{cyg1} := \varepsilon_{0g1} + \psi_{g1} \cdot (p_1 - h_1) = -4.456 \times 10^{-3} \cdot \%$$

Jännitykset

$$\sigma_{cag1} := E_{cm1} \cdot \varepsilon_{cag1} = 1.443 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{cyg1} := E_{cm1} \cdot \varepsilon_{cyg1} = -1.463 \cdot \text{MPa}$$

2.4 Jännitykset pintavalun omasta painosta

$$L = 3.53 \text{ m}$$

$$\text{Pintavalun paino} \quad g_2 := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot h_2 \cdot b = 3.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{g2} := k_m \cdot g_2 \cdot L^2 = 3.402 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{g2} := 0 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{0g2} := \frac{N_{g2}}{EA_1} = 0$$

$$\psi_{g2} := \frac{M_{g2}}{EI_1} = 0.142 \frac{1}{m} \cdot \%$$

$$\varepsilon_{cag2} := \varepsilon_{0g2} + \psi_{g2} \cdot p_1 = 6.349 \times 10^{-3} \cdot \%$$

$$\varepsilon_{cyg2} := \varepsilon_{0g2} + \psi_{g2} \cdot (p_1 - h_1) = -6.436 \times 10^{-3} \cdot \%$$

Jännitykset

$$\sigma_{cag2} := E_{cm1} \cdot \varepsilon_{cag2} = 2.085 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{cyg2} := E_{cm1} \cdot \varepsilon_{cyg2} = -2.113 \cdot \text{MPa}$$

2.5 Kokonaisjännitykset ennen pintavalun kovettumista

Kokonaismuodonmuutokset

$$\varepsilon_{01} := \varepsilon_{0P} + \varepsilon_{0g1} + \varepsilon_{0g2} = -0.021 \cdot \%$$

$$\psi_1 := \psi_P + \psi_{g1} + \psi_{g2} = 0.169 \frac{1}{m} \cdot \%$$

$$\varepsilon_{ca1} := \varepsilon_{caP} + \varepsilon_{cag1} + \varepsilon_{cag2} = -0.014 \cdot \%$$

$$\varepsilon_{ca1} := \varepsilon_{01} + \psi_1 \cdot p_1 = -0.014\%$$

$$\varepsilon_{cy1} := \varepsilon_{cyP} + \varepsilon_{cyg1} + \varepsilon_{cyg2} = -0.029\%$$

$$\varepsilon_{cy1} := \varepsilon_{01} + \psi_1 \cdot (p_1 - h_1) = -0.029\%$$

$$\sigma_{ca1} := \sigma_{caP} + \sigma_{cag1} + \sigma_{cag2} = -4.529 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{ca1} := E_{cm1} \cdot \varepsilon_{ca1} = -4.529 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{cy1} := \sigma_{cyP} + \sigma_{cyg1} + \sigma_{cyg2} = -9.527 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{cy1} := E_{cm1} \cdot \varepsilon_{cy1} = -9.527 \cdot \text{MPa}$$

2.6 Taipuma

Esijännitys aiheuttaa elementtiin vakiomomentin, joka aiheuttaa laattaan taipuman

$$\text{Taipumakerroin esijännitykselle} \quad \delta_{aP} := \frac{6}{48} = 0.125$$

Kuormitus on tasaista kuormaa, joten momenttipinta ja käyritymän jakauma ovat muodoltaan paraabeleja. Taipumakerroin kyseiselle kuormitukselle on tällöin

$$\delta_{ag} := \frac{5}{48} = 0.104$$

$$\text{Taipuma esijännityksestä} \quad a_p := \delta_{aP} \cdot \psi_P \cdot L_0^2 = -4.441 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Taipuma elem. painosta} \quad a_{g1} := \delta_{ag} \cdot \psi_{g1} \cdot L^2 = 1.277 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Taipuma pintaval. painosta} \quad a_{g2} := \delta_{ag} \cdot \psi_{g2} \cdot L^2 = 1.844 \cdot \text{mm}$$

Alkuperäisten suunnitelmien mukaan laatan keskellä on ollut työnaikainen tuenta, jolla on tehty etukorotus $a_{et} := -10 \text{mm}$

$$\text{Käyritymä} \quad \psi_1 := \psi_P + \psi_{g1} + \psi_{g2} = 0.169 \frac{1}{m} \cdot \%$$

$$\text{Kokonaistaipuma tukien poiston jälkeen} \quad a_1 := \delta_{ag} \cdot \psi_1 \cdot L_0^2 + a_{et} = -1.219 \cdot \text{mm}$$

3. Sallittu hyötykuorma

Lasketaan sallittu hyötykuorma, ehtona että laatan alapinta ei saa halkeilla.

Alapinnan, eli elementin, betonin vetolujuus $f_{ctm1} = 2.896 \cdot \text{MPa}$ ei saa siis ylittyä

$$\Sigma\sigma_{ca} < f_{ctm1}$$

3.1 Liittorakenteen kantavuus

Laatan alapinnan jännitys ennen liittovaikutusta omista painoista ja esijännityksestä.

$$\sigma_{ca1} = -4.529 \cdot \text{MPa}$$

Hyötykuormasta tuleva jännitys
saa olla enintään

$$\sigma_{caq2} := f_{ctm1} - \sigma_{ca1} = 7.425 \cdot \text{MPa}$$

Alareunan venymä hyötykuormasta

$$\epsilon_{caq2} := \frac{\sigma_{caq2}}{E_{cm1}} = 0.023 \cdot \%$$

Käyritymä hyötykuormasta

$$\psi_{q2} := \frac{\epsilon_{caq2}}{p} = 0.205 \frac{1}{m} \cdot \%$$

Hyötykuorman aiheuttama momentti

$$M_{q2} := \psi_{q2} \cdot EI = 74.263 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$L_{0a} := 7060 \text{mm}$$

Yksiaukkoisena sallittu kuorma olisi

$$q_2 := 8 \cdot \frac{M_{q2}}{L_0^2 \cdot b} = 9.933 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Tulos vastaa hyvin lähelle välipohjien kuormia } F_d := 1.15 \cdot 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1.5 \cdot 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 9.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Tässä ei vielä huomiota laattakentän jatkuvuutta

3.2 Taipuma hyötykuormasta

$$\text{Taipumakerroin tasaiselle kuormalle } \delta_{aq} := \frac{5}{48}$$


$$a_{q2} := \delta_{aq} \cdot \psi_{q2} \cdot L_0^2 = 10.658 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Kokonaistaipuma } a_{tot} := a_1 + a_{q2} = 9.439 \cdot \text{mm}$$

3.3 Liittorakenteen jännitykset työnaikaisen tuennan poiston jälkeen

$$\begin{aligned} \text{Hyötykuormasta} & & M_{q,2} & := \frac{1}{8} \cdot b \cdot q_2 \cdot L_0^2 \\ \text{aiheutuva momentti} & & M_{q2} & = 74.263 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Käytetään 2-aukkoisen rakenteen taivutusrasitusten laskennan yksinkertaistamiseksi oheisia taulukkoarvoja

	Momentti		
	M_{AB}	M_B	M_{BC}
	0,070	-0,125	0,070

Momentti jännevälin keskellä työn aikaisen tuennan aikana

$$k_{m1} := -0.125$$

$$M_{g0} := k_{m1} \cdot (g_1 + g_2) \cdot L^2 = -10.28 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Omista painoista työn aikaisen tuen poiston jälkeen aiheutuva momentti.

$$M_g := \frac{1}{8} \cdot (g_1 + g_2) \cdot L_0^2 + M_{g0} = 30.841 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tämä tulee huomioida sallitussa hyötykuormassa

$$M_{q2} := M_{q,2} - M_g = 43.422 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Muodonmuutokset ja jännitykset hyötykuormasta

Aksiaalinen venymä liittorakenteen painopisteakselilla $\varepsilon_{0q2} := 0$

Käyritymä $\psi_q := \frac{M_{q2} + M_g}{EI} = 0.205 \cdot \frac{\%}{\text{m}}$

Muodonmuutos etäisyydellä 'y' liittorakenteen painopisteestä

Alapinta $y_{ap} := p = 110.155 \cdot \text{mm}$

$$\varepsilon_{caq} := \varepsilon_{0q2} + \psi_q \cdot y_{ap} = 0.023 \cdot \%$$

$$\sigma_{caq} := E_{cm1} \cdot \varepsilon_{caq} = 7.425 \cdot \text{MPa}$$

Elementin yp $y_{eyp} := p - h_1 = 20.155 \cdot \text{mm}$

$$\varepsilon_{cj1q} := \varepsilon_{0q2} + \psi_q \cdot y_{eyp} = 4.137 \times 10^{-3} \cdot \%$$

$$\sigma_{cj1q} := E_{cm1} \cdot \varepsilon_{cj1q} = 1.359 \cdot \text{MPa}$$

Pintabet ap $y_{pap} := p - h_1 = 20.155 \cdot \text{mm}$

$$\varepsilon_{cj2q} := \varepsilon_{0q2} + \psi_q \cdot y_{pap} = 4.137 \times 10^{-3} \cdot \%$$

$$\sigma_{cj2q} := E_{cm2} \cdot \varepsilon_{cj2q} = 1.41 \cdot \text{MPa}$$

Yläpinta $y_{yp} := p - h_0 = -109.845 \cdot \text{mm}$

$$\varepsilon_{cy2q} := \varepsilon_{0q2} + \psi_q \cdot y_{yp} = -0.023 \cdot \%$$

$$\sigma_{cy2q} := E_{cm2} \cdot \varepsilon_{cy2q} = -7.684 \cdot \text{MPa}$$

Kokonaisjäännitykset

Laatan alapinta: $\sigma_{ca} := \sigma_{ca1} + \sigma_{caq} = 2.896 \cdot \text{MPa}$ $f_{ctm1} = 2.896 \cdot \text{MPa}$ -> ok

Elem yläpinta: $\sigma_{cj1} := \sigma_{cy1} + \sigma_{cj1q} = -8.168 \cdot \text{MPa}$

Pintabet. alap.: $\sigma_{cj2} := \sigma_{cj2q} = 1.41 \cdot \text{MPa}$

Pintabet. yläp.: $\sigma_{cy} := \sigma_{cy2q} = -7.684 \cdot \text{MPa}$

Kokonaiskäyritymä $\psi := \psi_1 + \psi_{q2} = 0.374 \cdot \frac{\%}{\text{m}}$

4. Kutistuma- ja virumaero

Oletetaan, että elementti on ehtinyt kuivua noin 28 vrk ennen pintavalua, jolloin suuri osa elementin kutistumasta on jo ehtinyt tapahtua

4.1 Muunnettu paksuus

Elementti + pintabetoni

$$h_o := \frac{A_{c1} + A_2}{b} = 219.509 \cdot \text{mm}$$

4.2 Kutistuma

4.2.1 Elementti

Suhteellinen kosteus $RH := 50\%$

Sementtityypistä riippuva kerroin $\alpha_{ds1} := 6$ $\alpha_{ds2} := 0.11$

$f_{cm0} := 10 \text{MPa}$ $RH_0 := 100\%$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1.356$$

$$\varepsilon_{cd0} := -0.85 \cdot (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \left(\frac{f_{cm1}}{f_{cm0}}\right)} \cdot \beta_{RH} \cdot 10^{-6} = -0.067\%$$

Nimellispaksuuden vaikutus kutistumaan, EC2 taulukon 3.3 mukaan

$$k_h := 0.8$$

$$\text{Kuivumiskutistuman loppuarvo} \quad \varepsilon_{sd} := k_h \cdot \varepsilon_{cd0} = -0.053\%$$

$$v_{rk} := 24 \cdot 60 \cdot 60 \text{ s}$$

Kutistuman kehittyminen ajan mukaan

$$\beta_{ds}(t, t_s) := \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \sqrt{\left(\frac{h_o}{\text{mm}}\right)^3} \cdot v_{rk}}$$

$$\varepsilon_{sdt1...t2} := \varepsilon_{sd} \cdot (\beta_{ds}(t_2, t_s) - \beta_{ds}(t_1, t_s))$$

kaavassa t_s on ajankohta, jolloin kuivuminen ja kutistuma alkavat

$$t_s := 0 \text{ vrk}$$

$$\text{Päästölujuus} \quad f_{cmi} := 0.7 \cdot f_{ck1} + 8 \text{ MPa} = 29 \text{ MPa}$$

$$\beta_{cc} := \frac{f_{cmi}}{f_{cm1}} = 0.763$$

$$s_k := 0.2 \quad \text{rapid-sementti}$$

$$\text{Teoreettinen lämpötilakorjattu ikä päästöhetkellä} \quad t_o := 1 \text{ vrk}$$

$$t_{oT} := \frac{28 \text{ vrk}}{\left(1 - \frac{\ln(\beta_{cc})}{s_k}\right)^2} = 5.064 \cdot \text{vrk}$$

Sisäinen kutistuman loppuarvo

$$\varepsilon_{ca} := -2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck1} - 10 \text{ MPa}}{\text{MPa}}\right) \cdot 10^{-6} = -5 \times 10^{-3}\%$$

$$\text{Sisäinen kutistuma kehittyä ajan mukaan} \quad \beta_{as}(t) := 1 - e^{-0.2 \cdot \sqrt{\frac{t}{\text{vrk}}}}$$

Sisäinen kutistuma aikavälillä $t_1...t_2$

$$\epsilon_{\text{cat}1\dots t_2} := \epsilon_{\text{ca}} \cdot (\beta_{\text{as}}(t_2) - \beta_{\text{as}}(t_1))$$

4.2.1.2 Elementin kutistuma eri aikaväleillä

1. Ennen pintabetonin valua $t_1 := 29\text{vrk}$ $t_{1T} := t_1 + (t_{oT} - t_o) = 33.064\text{vrk}$

kuivumiskutistuma $\beta_{\text{ds}}(t_{1T}, t_s) = 0.203$ $\epsilon_{\text{sd}11} := \epsilon_{\text{sd}} \cdot \beta_{\text{ds}}(t_{1T}, t_s) = -0.011\%$

sisäinen kutistuma $\beta_{\text{as}}(t_{1T}) = 0.683$ $\epsilon_{\text{as}11} := \epsilon_{\text{ca}} \cdot \beta_{\text{as}}(t_{1T}) = -0.003\%$

kokonaiskutistuma $\epsilon_{\text{cs}11} := \epsilon_{\text{sd}11} + \epsilon_{\text{as}11} = -0.014\%$

2. Pintabetonin kovettumisen jälkeen

$$t_{\infty} := 70.365\text{vrk}$$

kuivumiskutistuma $\beta_{\text{ds}}(t_{\infty}, t_s) = 0.995$

$$\epsilon_{\text{sd}12} := \epsilon_{\text{sd}} \cdot (\beta_{\text{ds}}(t_{\infty}, t_s) - \beta_{\text{ds}}(t_{1T}, t_s)) = -0.042\%$$

sisäinen kutistuma $\beta_{\text{as}}(t_{\infty}) = 1$

$$\epsilon_{\text{as}12} := \epsilon_{\text{ca}} \cdot (\beta_{\text{as}}(t_{\infty}) - \beta_{\text{as}}(t_{1T})) = -0.002\%$$

kokonaiskutistuma $\epsilon_{\text{cs}12} := \epsilon_{\text{sd}12} + \epsilon_{\text{as}12} = -0.044\%$

4.2.3 Pintabetoni

Suhteellinen kosteus $\text{RH} = 50\%$

Sementtityypistä riippuva kerroin $\alpha_{\text{ds}1} = 6$ $\alpha_{\text{ds}2} = 0.11$

$$f_{\text{cmo}} = 1 \times 10^7 \text{ Pa} \quad \text{RH}_0 = 100\%$$

$$\beta_{\text{RH}} = 1.356$$

$$\epsilon_{\text{cd}0,\text{p}} := -0.85 \cdot (220 + 110 \cdot \alpha_{\text{ds}1}) \cdot e^{-\alpha_{\text{ds}2} \cdot \left(\frac{f_{\text{cm}2}}{f_{\text{cmo}}} \right)} \cdot \beta_{\text{RH}} \cdot 10^{-6} = -0.063\%$$

Nimellispaksuuden vaikutus kutistumaan, EC2 taulukon 3.3 mukaan

$$k_{\text{h}} = 0.8$$

Kuivumiskutistuman loppuarvo $\epsilon_{\text{sd}} = -0.053\%$

Kutistuman kehittyminen ajan mukaan

$$\beta_{ds}(t, t_s) := \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \sqrt{\left(\frac{h_o}{\text{mm}}\right)^3} \cdot \text{vrk}}$$

$$\varepsilon_{sdt1...t2} := \varepsilon_{sd} \cdot (\beta_{ds}(t_2, t_s) - \beta_{ds}(t_1, t_s))$$

kaavassa t_s on ajankohta, jolloin kuivuminen ja kutistuma alkavat

$$t_{sv} := 0 \text{ vrk}$$

$$\text{Päästölujuus } f_{ctmi} := 0.7 \cdot f_{ck1} + 8 \text{ MPa} = 29 \cdot \text{MPa}$$

$$\beta_{cmi} := \frac{f_{ctmi}}{f_{cm1}} = 0.763$$

$$s_k := 0.2 \quad \text{rapid-sementti}$$

$$\text{Teoreettinen lämpötilakorjattu ikä päästöhetkellä } t_{max} := 1 \text{ vrk}$$

$$t_{max} := \frac{28 \text{ vrk}}{\left(1 - \frac{\ln(\beta_{cc})}{s_k}\right)^2} = 5.064 \cdot \text{vrk}$$

Sisäinen kutistuman loppuarvo

$$\varepsilon_{ca} := -2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck1} - 10 \text{ MPa}}{\text{MPa}}\right) \cdot 10^{-6} = -5 \times 10^{-3} \cdot \%$$

$$\text{Sisäinen kutistuma kehittyä ajan mukaan } \beta_{as}(t) := 1 - e^{-0.2 \cdot \sqrt{\frac{t}{\text{vrk}}}}$$

Sisäinen kutistuma aikavälillä $t_1...t_2$

$$\varepsilon_{cat1...t2} := \varepsilon_{ca} \cdot (\beta_{as}(t_2) - \beta_{as}(t_1))$$

Kutistuman lopputila

$$t_{max} := 70.365 \text{ vrk}$$

kuivumiskutistuma $\beta_{ds}(t_{\infty}, t_s) = 0.995$

$$\varepsilon_{sd2} := \varepsilon_{sd} \cdot \beta_{ds}(t_{\infty}, t_s) = -0.053 \cdot \%$$

sisäinen kutistuma $\beta_{as}(t_{\infty}) = 1$

$$\varepsilon_{as2} := \varepsilon_{ca} \cdot \beta_{as}(t_{\infty}) = -0.005 \cdot \%$$

kokonaiskutistuma $\epsilon_{cs2} := \epsilon_{sd2} + \epsilon_{as2} = -0.058\%$

4.2.4 Kutistumaero elementin ja pintabetonin välillä

$$\Delta\epsilon_{cs} := \epsilon_{cs2} - \epsilon_{cs12} = -0.014\%$$

4.3 Viruma

4.3.1 Elementti

Betonin lujuuden vaikutus

$$\alpha_1 := \min\left[\left(\frac{35\text{MPa}}{f_{cm1}}\right)^{0.7}, 1\right] = 0.944$$

$$\alpha_2 := \min\left[\left(\frac{35\text{MPa}}{f_{cm1}}\right)^{0.2}, 1\right] = 0.984$$

$$\alpha_3 := \min\left[\left(\frac{35\text{MPa}}{f_{cm1}}\right)^{0.5}, 1\right] = 0.96$$

Suhteellisesta kosteudesta riippuva virumaluvun perusarvo

$$\phi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100\%}}{0.1 \cdot \sqrt{\frac{h_o}{\text{mm}}}}\right) \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 = 1.753$$

Betonin lujuuden vaikutus nimelliseen virumalukuun

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm1}}{\text{MPa}}}} = 2.725$$

Sementtityypin vaikutus virumalukuun

Rapid, eli R-tyypin sementti $\alpha := 1$

$$t_o := t_{oT} \cdot \left[\frac{9}{2 + \left(\frac{t_{oT}}{\text{vrk}}\right)^{1.2}} + 1 \right]^{\alpha} \quad t_{oT} = 5.064 \cdot \text{vrk}$$

Kuormitusajankohda vaikutus virumalukuun

$$\beta(t_{oT}) := \frac{1}{0.1 + \left(\frac{t_{oT}}{\text{vrk}}\right)^{0.2}}$$

$$\Phi_o(t_{oT}) := \Phi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta(t_{oT}) \quad \Phi_{RH} \cdot \beta_{fcm} = 4.779$$

Suhteellisesta kosteudesta ja nimellisestä paksuudesta riippuva virumisnopeuteen vaikuttava kerroin

$$\beta_H := \min \left[1.5 \cdot \left[1 + \left(0.012 \cdot \frac{RH}{\%} \right)^{18} \right] \cdot \frac{h_o}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right] \cdot \text{vrk} = 569.226 \cdot \text{vrk}$$

Viruman kehittyminen ajan mukaan

$$\beta_c(t, t_{oT}) := \frac{t - t_{oT}}{\beta_H + t - t_{oT}}$$

Virumaluku hetkellä t

$$\Phi(t, t_{oT}) := \Phi_o \cdot \beta_c(t, t_{oT})$$

$$\Phi(t, t_{oT}) := \Phi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta(t_{oT}) \cdot \beta_c(t, t_{oT})$$

Kullekin eri aikana alkavalle kuormitukselle ja jännitystilalle lasketaan oma virumaluku ja viruma ϵ_{cc}

4.3.2 Virumaluvut eri ajankohtina alkaville kuormille

4.3.2.1 Elementille tulevat kuormat

1. Esijännitys ja elementin oma paino

Kuormat vaikuttavat laikaisuhetkellä $t_o = 1 \cdot \text{vrk}$

Lämpötilakorjattu teoreettinen ikä $t_{oT} = 5.064 \cdot \text{vrk}$

Kuormitusajankohdan kerroin $\beta_{\text{lauk}} := \beta(t_{oT}) = 0.674$

$$\Phi_{o\text{lauk}} := \Phi_o(t_{oT}) = 3.222$$

Virumaluku ennen pintabetonin valua

Pintabetonin valuaajankohta $t_1 = 29 \cdot \text{vrk}$

Elementin teoreettinen lämpötilakorjattu ikä $t_{1T} = 33.064 \cdot \text{vrk}$

$$\beta_c(t_{1T}, t_{oT}) = 0.047$$

Virumasta kehittyä ennen pintabetonin valua

$$\Phi_{\text{lauk.1}} := \Phi_{o\text{lauk}} \cdot \beta_c(t_{1T}, t_{oT}) = 0.151$$

Virumaluku pintabetonin valun jälkeen

$$\Phi_{\text{lauk.2}} := \Phi_{\text{olauk}} \cdot (\beta_c(t_\infty, t_{\text{oT}}) - \beta_c(t_{1\text{T}}, t_{\text{oT}})) = 3$$

2. Jännityshäviöt ennen pintabetoni kovettumista

Häviöt ja niistä aiheutuvat jännitysmutokset kehittyvät vähitellen. Laskennan yksinkertaistamiseksi oletetaan kuormituksen alkua­jankohdaksi $t_o = 1 \cdot \text{vrk}$ ja asteettainen kehittyminen huomioidaan kertomalla virumaluku betonin relaksaatiokertoimella $\chi := 0.8$

Virumaluku ennen pintabetonin valua

$$\Phi_{\text{häviöt.1}} := \chi \cdot \Phi_{\text{lauk.1}} = 0.121$$

Ja pintabetonin valun jälkeen

$$\Phi_{\text{häviöt.2}} := \chi \cdot \Phi_{\text{lauk.2}} = 2.4$$

3. Pintabetonin painon vaikutus

alku­hetki $t_{o1} := t_1 = 29 \cdot \text{vrk}$

Teoreettinen lämpötilakorjattu ikä $t_{1\text{T}} = 33.064 \cdot \text{vrk}$

Kuormitusajankohdan kerroin $\beta_{\text{pintab}} := \beta(t_{1\text{T}}) = 0.473$

$$\Phi_{\text{opintab}} := \Phi_o(t_{1\text{T}}) = 2.261$$

$$\beta_c(t_\infty, t_{1\text{T}}) = 0.978$$

$$\Phi_{\text{pintab}} := \Phi_{\text{opintab}} \cdot \beta_c(t_\infty, t_{1\text{T}}) = 2.212$$

4.3.2.2 Liittorakenteelle tulevat kuormat

4. Kutistuma- ja virumaerot

Kutistuman ja viruman erojen aiheuttamat jännitykset kehittyvät vähitellen ajan mukana.

Oletetaan kuormituksen alku­hetkeksi $t_1 = 29 \cdot \text{vrk}$

Teoreettinen lämpötilakorjattu ikä $t_{1\text{T}} = 33.064 \cdot \text{vrk}$

Kuormitusajankohdan kerroin $\beta_{\text{kut.vir}} := \beta(t_{1\text{T}}) = 0.473$

$$\Phi_{\text{okut.vir}} := \Phi_o(t_{1\text{T}}) = 2.261$$

$$\beta_c(t_\infty, t_{1\text{T}}) = 0.978$$

$$\Phi_{\text{kut.vir}} := \Phi_{\text{okut.vir}} \cdot \beta_c(t_\infty, t_{1\text{T}}) = 2.212$$

5. Jännityshäviöt pintabetonin valun jälkeen

Virumaluku valun jälkeen tapahtuville häviöille on sama kuin kutistuma- ja virumaerolle

$$\phi_{\text{häviöt.2}} := \phi_{\text{kut.vir}} = 2.212$$

6. Pitkäaikainen hyötykuorma

Oletetaan pitkäaikaisen hyötykuorman alkamisajankohdaksi 1kk pintabetonin valusta, jolloin elementin valusta on kulunut $t_2 := 60\text{vrk}$

Teoreettinen lämpötilakorjattu ikä $t_{2T} := t_2 + (t_{oT} - t_o) = 64.064 \cdot \text{vrk}$

Kuormitusajankohdan kerroin $\beta_{\text{pitkä}} := \beta(t_{2T}) = 0.417$

$$\phi_{\text{opitkä}} := \phi_o(t_{2T}) = 1.993$$

$$\beta_c(t_\infty, t_{2T}) = 0.978$$

$$\phi_{\text{pitkä}} := \phi_{\text{opitkä}} \cdot \beta_c(t_\infty, t_{2T}) = 1.949$$

4.3.2.3 Liittorakenteelle tulevat kuormat

Pintabetonin lujuuden vaikutus virumaan

$$\alpha_{1\text{M}} := \min \left[\left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm2}}} \right)^{0.7}, 1 \right] = 0.866$$

$$\alpha_{2\text{M}} := \min \left[\left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm2}}} \right)^{0.2}, 1 \right] = 0.96$$

$$\alpha_{3\text{M}} := \min \left[\left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm2}}} \right)^{0.5}, 1 \right] = 0.902$$

Suhteellisesta kosteudesta riippuva virumaluvun perusarvo

$$\phi_{\text{RH}} := \left(1 + \frac{1 - \frac{\text{RH}}{100\%}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_o}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.648$$

Betonin lujuuden vaikutus nimelliseen virumalukuun

$$\beta_{\text{fcm}} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{\text{cm1}}}{\text{MPa}}}} = 2.725$$

Kuormitusajankohda vaikutus virumalukuun

$$\beta(t_{oT}) := \frac{1}{0.1 + \left(\frac{t_{oT}}{\text{vrk}}\right)^{0.2}}$$

$$\phi(t_{oT}) := \phi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta(t_{oT})$$

Suhteellisesta kosteudesta ja nimellisestä paksuudesta riippuva virumisnopeuteen vaikuttava kerroin

$$\beta_{RH} := \min \left[1.5 \cdot \left[1 + \left(0.012 \cdot \frac{RH}{\%} \right)^{18} \right] \cdot \frac{h_o}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right] \cdot \text{vrk} = 554.846 \cdot \text{vrk}$$

Viruman kehittyminen ajan mukaan

$$\beta(t, t_{oT}) := \frac{t - t_{oT}}{\beta_H + t - t_{oT}}$$

Virumaluku hetkellä t

$$\phi(t, t_{oT}) := \phi_o \cdot \beta_c(t, t_{oT})$$

$$\phi(t, t_{oT}) := \phi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta(t_{oT}) \cdot \beta_c(t, t_{oT})$$

4. Kutistuma- ja virumaerot

Kutistuman ja viruman erojen aiheuttamat jännitykset kehittyvät vähitellen ajan mukana.

Oletetaan kuormituksen alkuhetkeksi $t_1 = 29 \cdot \text{vrk}$

Pintabetonin ikä $t_{12} := t_1 - 28 \text{vrk} = 1 \cdot \text{vrk}$

Teoreettinen lämpötilakorjattu ikä $t_{1T} = 33.064 \cdot \text{vrk}$

Kuormitusajankohdan kerroin $\beta_{\text{kut.vir2}} := \beta(t_{12}) = 0.909$

$$\phi_{\text{okut.vir2}} := \phi_o(t_{12}) = 4.084$$

$$\beta_c(t_{\infty}, t_{12}) = 0.979$$

$$\phi_{\text{kut.vir2}} := \phi_{\text{okut.vir2}} \cdot \beta_c(t_{\infty}, t_{12}) = 3.997$$

Kutistuma- ja virumaerosta aiheutuvien jännitysten kehittyminen vähitellen huomioidaan myöhemmin pienennyskerroimella $\chi_2 := 0.6$

5. Jännityshäviöt pintabetonin valun jälkeen

Virumaluku valun jälkeen tapahtuvista jännityshäviöistä aiheutuu myös pintabetoniin jännityksiä

$$\phi_{\text{haviot.22}} := \phi_{\text{kut.vir2}} = 3.997$$

6. Pitkääkainen hyötykuorma

Oletetaan pitkääkaisen hyötykuorman alkamisajankohdaksi 1kk pintabetonin valusta, jolloin elementin valusta on kulunut $t_2 = 60 \cdot \text{vrk}$

Pintabetonin ikä kuortituksen alkaessa $t_{22} := t_2 - 28\text{vrk} = 32 \cdot \text{vrk}$

Kuormitusajankohdan kerroin $\beta_{\text{pitkä2}} := \beta(t_{22}) = 0.476$

$$\phi_{\text{opitkä2}} := \phi_o(t_{22}) = 2.139$$

$$\beta_c(t_\infty, t_{22}) = 0.979$$

$$\phi_{\text{pitkä2}} := \phi_{\text{opitkä2}} \cdot \beta_c(t_\infty, t_{22}) = 2.094$$

4.3.3 Viruman vaikutus vähitellen kehittyvien kutistuma- ja virumaerojen aiheuttamiin jännityksiin

Viruma voidaan ottaa huomioon betonin relaksaatiokerroimella χ tai pienentämällä betonin kimmokerrointa

kertoimella $k_\phi := \frac{1 - e^{-\phi}}{\phi}$

Molemmat tavat antavat likimain saman tuloksen, kun virumaluvun arvo $\phi=2$

Pienennetään virumalukua kertoimilla $\chi_1 := 0.8$ (elementti)

$$\chi_2 := 0.6 \quad (\text{pintabetoni})$$

Elementti $\chi_1 \cdot \phi_{\text{kut.vir}} = 1.77$

Pintabetoni $\chi_2 \cdot \phi_{\text{kut.vir2}} = 2.398$

4.4 Poikkileikkausarvot pakkovoimien tarkastelussa, kun viruma ja kutistuma huomioidaan

Betonin kimmokerroin $E_{c\alpha} := \frac{E_{cm}}{1 + \chi \cdot \phi}$

4.4.1 Elementti

Virumaluku kutistuma- ja virumaerolle $\chi_1 \cdot \phi_{\text{kut.vir}} = 1.77$

Betonin kimmokerroin $E_{c1\alpha} := \frac{E_{cm1}}{1 + \chi_1 \cdot \phi_{\text{kut.vir}}} = 11.856 \cdot \text{GPa}$

Betoni

$$E_{c1\alpha} \cdot A_{c1} = 1.273 \times 10^3 \cdot \text{MN}$$

$$E_{c1\alpha} \cdot S_{c1} = 5.701 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$E_{c1\alpha} \cdot I_{c1} = 0.864 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

Teräkset

$$E_p \cdot A_p = 114.864 \cdot \text{MN}$$

$$E_p \cdot S_p = 4.882 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$E_p \cdot I_p = 0$$

Elementti

$$EA_{1\alpha} := E_{c1\alpha} \cdot A_{c1} + E_p \cdot A_p = 1.388 \times 10^3 \cdot \text{MN}$$

$$ES_{1\alpha} := E_{c1\alpha} \cdot S_{c1} + E_p \cdot S_p = 61.89 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$\text{painopiste } p_{1\alpha} := \frac{ES_{1\alpha}}{EA_{1\alpha}} = 44.579 \cdot \text{mm}$$

$$EI_{1\alpha} := E_{c1\alpha} \cdot I_{c1} + E_{c1\alpha} \cdot A_{c1} \cdot (p_1 - p_{c1})^2 + E_p \cdot A_p \cdot (p_{1\alpha} - c_p)^2 = 0.865 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

4.4.2 Liittorakenne

Pintabetoni

$$\text{Betoni­n kimmokerroin } E_{c2\alpha} := \frac{E_{cm2}}{1 + \chi_2 \cdot \phi_{\text{kut.vir2}}} = 10.028 \cdot \text{GPa}$$

$$EA_{2\alpha} := E_{c2\alpha} \cdot A_2 = 1.564 \times 10^3 \cdot \text{MN}$$

$$ES_{2\alpha} := E_{c2\alpha} \cdot S_2 = 242.472 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$EI_{2\alpha} := E_{c2\alpha} \cdot I_2 = 2.203 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

Liittorakenne

$$EA_{\alpha} := EA_{1\alpha} + EA_{2\alpha} = 2.953 \times 10^3 \cdot \text{MN}$$

$$ES_{\alpha} := ES_{1\alpha} + ES_{2\alpha} = 304.363 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$\text{painopiste } p_{\alpha} := \frac{ES_{\alpha}}{EA_{\alpha}} = 103.081 \cdot \text{mm}$$

$$EI_{\alpha} := EI_{1\alpha} + EA_{1\alpha} \cdot (p_{\alpha} - p_{1\alpha})^2 + EI_{2\alpha} + EA_{2\alpha} \cdot (p_{\alpha} - p_2)^2 = 12.036 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

4.5 Kutistuma

4.5.1 Elementti

$$\varepsilon_{cs12} = -0.044\%$$

Oletetaan muodonmuutos estetyksi -> pakkovoima

$$N_{cs1} := -\varepsilon_{cs12} \cdot E_{c1\alpha} \cdot A_{c1} = 0.559 \cdot \text{MN}$$

kutistuvan betonin painopisteessä, eli alapinnasta $p_{c1} = 44.767 \cdot \text{mm}$

Kumotaan vetovoima yhtä suurella puristavalla voimalla $-N_{cs1} = -0.559 \cdot \text{MN}$ betonin painopisteessä

Siirretään puristava voima liittorakenteen painopisteeseen ja korvataan siirto momentilla

$$M_{cs1} := -N_{cs1} \cdot (p_{\alpha} - p_{c1}) = -32.612 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

4.5.2 Pintabetoni

$$\varepsilon_{cs2} = -0.058\%$$

Oletetaan muodonmuutos estetyksi -> pakkovoima

$$N_{cs2} := -\varepsilon_{cs2} \cdot E_{c2\alpha} \cdot A_2 = 0.91 \cdot \text{MN}$$

kutistuvan betonin painopisteessä, eli alapinnasta $p_2 = 155 \cdot \text{mm}$

Kumotaan vetovoima yhtä suurella puristavalla voimalla $-N_{cs2} = -0.91 \cdot \text{MN}$ betonin painopisteessä

Siirretään puristava voima liittorakenteen painopisteeseen ja korvataan siirto momentilla

$$M_{cs2} := -N_{cs2} \cdot (p_{\alpha} - p_2) = 47.237 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

4.5.3 Liittorakennetta rasittavat voimasuuret kutistumasta

$$N_{cs} := N_{cs1} + N_{cs2} = 1469.073 \cdot \text{kN}$$

$$M_{cs} := M_{cs1} + M_{cs2} = 14.626 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

4.5.4 Muodonmuutokset ja jännityksen kutistuman aiheuttamista pakkovoimista

Aksiaalinen muodonmuutos
liittolaatan painopisteessä

$$\Delta\varepsilon_{0cs} := \frac{-N_{cs}}{EA_{\alpha}} = -0.05\%$$

Käyritymä
$$\Delta\psi_{cs} := \frac{M_{cs}}{EI_{cs}} = 0.122 \cdot \frac{\%}{m}$$

4.5.5 Venymät ja jännitykset kutistumasta

$$\Delta\varepsilon := \Delta\varepsilon_{0cs} + \Delta\psi_{cs} \cdot y$$

Elementti $\varepsilon_{cs12} = -0.044 \cdot \%$

alapinta $y_{ap\alpha} := p_{\alpha} = 103.081 \cdot \text{mm}$

$$\Delta\varepsilon_{ca} := \Delta\varepsilon_{0cs} + \Delta\psi_{cs} \cdot y_{ap\alpha} - \varepsilon_{cs12} = 6.687 \times 10^{-3} \cdot \%$$

$$\Delta\sigma_{ca.kut} := \Delta\varepsilon_{ca} \cdot E_{c1\alpha} = 0.793 \cdot \text{MPa}$$

yläpinta $y_{eyp\alpha} := p_{\alpha} - h_1 = 13.081 \cdot \text{mm}$

$$\Delta\varepsilon_{cj1} := \Delta\varepsilon_{0cs} + \Delta\psi_{cs} \cdot y_{eyp\alpha} - \varepsilon_{cs12} = -4.249 \times 10^{-3} \cdot \%$$

$$\Delta\sigma_{cj1.kut} := \Delta\varepsilon_{cj1} \cdot E_{c1\alpha} = -0.504 \cdot \text{MPa}$$

Pintabetoni $\varepsilon_{cs2} = -0.058 \cdot \%$

alapinta $y_{pap\alpha} := y_{eyp\alpha} = 0.013 \text{ m}$

$$\Delta\varepsilon_{cj2} := \Delta\varepsilon_{0cs} + \Delta\psi_{cs} \cdot y_{pap\alpha} - \varepsilon_{cs2} = 9.996 \times 10^{-3} \cdot \%$$

$$\Delta\sigma_{cj2.kut} := \Delta\varepsilon_{cj2} \cdot E_{c2\alpha} = 1.002 \cdot \text{MPa}$$

yläpinta $y_{pyp\alpha} := p_{\alpha} - (h_1 + h_2) = -116.919 \cdot \text{mm}$

$$\Delta\varepsilon_{cy} := \Delta\varepsilon_{0cs} + \Delta\psi_{cs} \cdot y_{pyp\alpha} - \varepsilon_{cs2} = -5.801 \times 10^{-3} \cdot \%$$

$$\Delta\sigma_{cy.kut} := \Delta\varepsilon_{cy} \cdot E_{c2\alpha} = -0.582 \cdot \text{MPa}$$

Jännitys punosten kohdalla

$$y_{p\alpha} := p_{\alpha} - c_p = 60.581 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta\varepsilon_{cp} := \Delta\varepsilon_{0cs} + \Delta\psi_{cs} \cdot y_{p\alpha} - \varepsilon_{cs12} = 1.523 \times 10^{-3} \cdot \%$$

$$\Delta\sigma_{cp.kut} := \Delta\epsilon_{cp} \cdot E_{c1\alpha} = 0.181 \cdot \text{MPa}$$

4.5.6 Jännityshäviö kutistumasta

Jännityshäviö elementin kutistumasta $\epsilon_{cs12} = -0.044\%$

sekä pintabetonin ja elementin välisestä kutistumaerosta $\Delta\epsilon_{cs} = -0.014\%$

Teräs ei kutistu, jote teräksellä $\epsilon_{cs}=0$

$$y_{p\alpha} = 60.581 \cdot \text{mm}$$

Punoksen muodonmuutos kutistumasta

$$\Delta\epsilon_p := \Delta\epsilon_{0cs} + \Delta\psi_{cs} \cdot (p_{\alpha} - c_p) = -0.042\%$$

$$\Delta\sigma_p := \Delta\epsilon_p \cdot E_p = -82.666 \cdot \text{MPa}$$

4.5.7 Kokonaismuodonmuutokset

Elementin alapinta $\epsilon_{ca.tot} := \Delta\epsilon_{ca} + \epsilon_{cs12} = -0.037\% < \epsilon_{cs12} = -0.044\%$

Elementin yläpinta $\epsilon_{cj1.tot} := \Delta\epsilon_{cj1} + \epsilon_{cs12} = -0.048\% > \epsilon_{cs12} = -0.044\%$

Pintabet alapinta $\epsilon_{cj2.tot} := \Delta\epsilon_{cj2} + \epsilon_{cs2} = -0.048\% < \epsilon_{cs2} = -0.058\%$

Pintabet yläpinta $\epsilon_{cy.tot} := \Delta\epsilon_{cy} + \epsilon_{cs2} = -0.064\% > \epsilon_{cs2} = -0.058\%$

4.5.8 Kutistumasta aiheutuva taipuma

Kutistumasta aiheutuu käyritymä $\Delta\psi_{cs} = 0.122 \cdot \frac{\%}{\text{m}}$

Kutistuma on sama koko jännevälillä -> käyritymä ja momentti ovat vakioita

Taipumakerroin $\delta_a := \frac{1}{8}$

Taipuma $a_{cs} := \delta_a \cdot \Delta\psi_{cs} \cdot L_0^2 = 7.571 \cdot \text{mm}$ alaspäin

4.6 Pelkkä kutistumaero

4.6.1 Pakkovoima kutistumaerosta

Elementti $\epsilon_{cs12} = -0.044\%$

Pintabet $\epsilon_{cs2} = -0.058\%$

Kutistumaero pintabetonin ja elementin välillä $\Delta \varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cs2} - \varepsilon_{cs12} = -0.014\%$

Kutistumaero kumotaan pintabetoniin kohdistuvalla vetävällä pakkovoimalla, joka kohdistuu pintabetonin painopisteeseen.

$$\Delta N_{cs} := -\Delta \varepsilon_{cs} \cdot E_{c2} \cdot A_2 = 222.841 \cdot \text{kN}$$

Tasapainon säilyttämiseksi pintabetonin painopisteeseen vaikuttaa yhtä suuri puristava voima, joka kohdistuu liittorakenteeseen. Voima siirretään liittorakenteen painopisteakseleille, joka muodostaa sisäisen momentin

$$\Delta M_{cs} := -\Delta N_{cs} \cdot (p_1 - p_2) = 11.57 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Liittorakenteeseen vaikuttavat voimasuureet

$$-\Delta N_{cs} = -222.841 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta M_{cs} = 11.57 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Pintabetoniin vaikuttaa näiden lisäksi estettyä kutistumaeroa vastaan keskeinen vetorasitus

$$\Delta N_{cs} = 222.841 \cdot \text{kN}$$

4.6.2 Liittorakenteen muodonmuutokset kutistumaerosta

Aksiaalinen muodonmuutos liittolaatan painopisteessä $\Delta \varepsilon_{0cs.ero} := \frac{-\Delta N_{cs}}{EA_{\square}} = -7.547 \times 10^{-3} \%$

Käyritymä $\Delta \psi_{cs.ero} := \frac{\Delta M_{cs}}{EI_{\square}} = 0.096 \frac{\%}{\text{m}}$

4.6.3 Liittorakenteen jännitykset kutistumasta

$$\Delta \varepsilon := \Delta \varepsilon_{0cs.ero} + \Delta \psi_{cs.ero} \cdot y$$

Elementti

alapinta $y_{ap\square} = 103.081 \cdot \text{mm}$

$$\Delta \varepsilon_{ca} := \Delta \varepsilon_{0cs.ero} + \Delta \psi_{cs.ero} \cdot y_{ap\square} = 2.361 \times 10^{-3} \%$$

$$\Delta \sigma_{ca.ero} := \Delta \varepsilon_{ca} \cdot E_{c1\square} = 0.28 \cdot \text{MPa} \quad \text{Alapintaan vetoa}$$

yläpinta $y_{eyp\square} = 13.081 \cdot \text{mm}$

$$\Delta \varepsilon_{cj1} := \Delta \varepsilon_{0cs.ero} + \Delta \psi_{cs.ero} \cdot y_{eyp\square} = -6.29 \times 10^{-3} \%$$

$$\Delta \sigma_{cj1.ero} := \Delta \varepsilon_{cj1} \cdot E_{c1\square} = -0.746 \cdot \text{MPa} \quad \text{yläpintaan puristusta}$$

Pintabetoni

Pintabetonissa keskeinen pakkovoima $\Delta N_{cs} = 222.841 \cdot \text{kN}$

Muodonmuutos pakkovoimasta $\Delta \epsilon_{cs2} := \frac{\Delta N_{cs}}{E_{c2\alpha} \cdot A_2} = 0.014 \cdot \%$

alapinta $y_{pap\alpha} = 13.081 \cdot \text{mm}$

$\Delta \epsilon_{cj2.ero} := \Delta \epsilon_{0cs.ero} + \Delta \psi_{cs.ero} \cdot y_{pap\alpha} + \Delta \epsilon_{cs2} = 0.008 \cdot \%$

$\Delta \sigma_{cj2.ero} := \Delta \epsilon_{cj2} \cdot E_{c2\alpha} = 0.798 \cdot \text{MPa}$

Huom! Muodonmuutosten ero sauman molemmin puolin

$\Delta \epsilon_j := \Delta \epsilon_{cj1} - \Delta \epsilon_{cj2} = -0.014 \cdot \%$ = $\Delta \epsilon_{cs} = -0.014 \cdot \%$ = kutistumaero

yläpinta $y_{pyp\alpha} = -116.919 \cdot \text{mm}$

$\Delta \epsilon_{cy.ero} := \Delta \epsilon_{0cs.ero} + \Delta \psi_{cs.ero} \cdot y_{pyp\alpha} + \Delta \epsilon_{cs2} = -0.005 \cdot \%$

$\Delta \sigma_{cy.ero} := \Delta \epsilon_{cy} \cdot E_{c2\alpha} = -0.455 \cdot \text{MPa}$

Pintabetonin kokonaismuodonmuutos

pintabet alapinta $\Delta \epsilon_{cj2.tot} := \Delta \epsilon_{cj2} - \Delta \epsilon_{cs2} = -0.006 \cdot \%$ < $\Delta \epsilon_{cs} = -0.014 \cdot \%$

pintabet yläpinta $\Delta \epsilon_{cy.tot} := \Delta \epsilon_{cy} - \Delta \epsilon_{cs2} = -0.019 \cdot \%$ > $\Delta \epsilon_{cs} = -0.014 \cdot \%$

Pintabetonin toteutuneen lyhenemän ja vapaan kutistuman erotus aiheuttaa pintabetoniin vetoa

$\Delta \sigma_{cj2.ero} := (\Delta \epsilon_{cj2.tot} - \Delta \epsilon_{cs}) \cdot E_{c2\alpha} = 0.798 \cdot \text{MPa}$

$\Delta \sigma_{cy.ero} := (\Delta \epsilon_{cy.tot} - \Delta \epsilon_{cs}) \cdot E_{c2\alpha} = -0.455 \cdot \text{MPa}$

Betonin muodonmuutos punosten kohdalla $y_{p\alpha} = 60.581 \cdot \text{mm}$

$\Delta \epsilon_{cp} := \Delta \epsilon_{0cs.ero} + \Delta \psi_{cs.ero} \cdot y_{p\alpha} = -0.002 \cdot \%$

$\Delta \sigma_{p.ero} := \Delta \epsilon_{cp} \cdot E_p = -3.362 \cdot \text{MPa}$

4.6.4 Kutistumaerosta aiheutuva taipuma

Käyritymä $\Delta \psi_{cs.ero} = 0.096 \cdot \frac{\%}{\text{m}}$

Taipumakerroin $\delta_{av} := \frac{1}{8}$

Taipuma $\Delta a_{cs} := \delta_a \cdot \Delta \psi_{cs,ero} \cdot L_0^2 = 5.989 \cdot \text{mm}$ alaspäin

4.6.5 Jännityshäviö kutistumasta

Verrataan pelkästä kutistumaerosta saatuja tuloksia laskentaan, jossa oli mukana elementin kutistuma $\epsilon_{cs12} = -0.044\%$. Tällöin saadaan elementin kutistumasta aiheutuvan jännityshäviön vaikutus

Elementti

Alapinta $\Delta \sigma_{cs,havio} := \Delta \sigma_{ca,kut} - \Delta \sigma_{ca,ero} = 0.513 \cdot \text{MPa}$

Yläpinta $\Delta \sigma_{cj1,havio} := \Delta \sigma_{cj1,kut} - \Delta \sigma_{cj1,ero} = 0.242 \cdot \text{MPa}$

Pintabetoni

Alapinta $\Delta \sigma_{cj2,havio} := \Delta \sigma_{cj2,kut} - \Delta \sigma_{cj2,ero} = 0.205 \cdot \text{MPa}$

Yläpinta $\Delta \sigma_{cy,havio} := \Delta \sigma_{cy,kut} - \Delta \sigma_{cy,ero} = -0.126 \cdot \text{MPa}$

Jännityshäviö elementin kutistumasta $\Delta \sigma_{p,havio} := \Delta \sigma_p - \Delta \sigma_{p,ero} = -79.305 \cdot \text{MPa}$

4.7 Viruma

4.7.1 Kimmoiset muodonmuutokset

Elementin muodonmuutokset ennen pintabetonin kovettumista

Esijäännitys

Aksiaalinen muodonmuutos $\epsilon_{0P} = -0.021\%$

Käyritymä $\psi_P = -0.071 \cdot \frac{\%}{\text{m}}$

Muodonmuutos alareunassa $\epsilon_{caP} = -0.025\%$

Muodonmuutos yläreunassa $\epsilon_{cyP} = -0.018\%$

Elementin paino

Aksiaalinen muodonmuutos $\epsilon_{0g1} = 0\%$

Käyritymä $\psi_{g1} = 0.098 \cdot \frac{\%}{\text{m}}$

Muodonmuutos alareunassa $\epsilon_{cag1} = 0.004\%$

Muodonmuutos yläreunassa $\varepsilon_{cyg1} = -0.004\%$

Pintabetonin paino

Aksiaalinen muodonmuutos $\varepsilon_{0g2} = 0\%$

Käyritymä $\psi_{g2} = \frac{\%}{m}$

Muodonmuutos alareunassa $\varepsilon_{cag2} = 0.006\%$

Muodonmuutos yläreunassa $\varepsilon_{cyg2} = -0.006\%$

4.7.2 Viruman aiheuttamat muodonmuutokset

Aksiaalinen muodonmuutoksen lisäys $\Delta\varepsilon_{cc0} := \phi \cdot \varepsilon_{c0}$

Käyritymän muutos $\Delta\psi_{cc} := \phi \cdot \psi$

Esijännitys

$t_o = 1 \cdot \text{vrk}$ $\phi_{\text{lauk.2}} = 3$

$\varepsilon_{0P} = -2.135 \times 10^{-4}$ $\Delta\varepsilon_{cc0P} := \phi_{\text{lauk.2}} \cdot \varepsilon_{0P} = -0.064\%$

$\psi_P = -0.071 \cdot \frac{\%}{m}$ $\Delta\psi_{ccP} := \phi_{\text{lauk.2}} \cdot \psi_P = -0.214 \cdot \frac{\%}{m}$

Elementtilaatan oma paino

$t_o = 1 \cdot \text{vrk}$ $\phi_{\text{lauk.2}} = 3$

$\varepsilon_{0g1} = 0$ $\Delta\varepsilon_{cc0g1} := \phi_{\text{lauk.2}} \cdot \varepsilon_{0g1} = 0\%$

$\psi_{g1} = 0.098 \cdot \frac{\%}{m}$ $\Delta\psi_{ccg1} := \phi_{\text{lauk.2}} \cdot \psi_{g1} = 0.295 \cdot \frac{\%}{m}$

Pintabetonin oma paino

$t_{o1} = 29 \cdot \text{vrk}$ $\phi_{\text{pintab}} = 2.212$

$\varepsilon_{0g2} = 0$ $\Delta\varepsilon_{cc0g2} := \phi_{\text{lauk.2}} \cdot \varepsilon_{0g2} = 0\%$

$\psi_{g2} = 0.142 \cdot \frac{\%}{m}$ $\Delta\psi_{ccg2} := \phi_{\text{lauk.2}} \cdot \psi_{g2} = 0.426 \cdot \frac{\%}{m}$

Pintabetonin kovettumisen jälkeen tapahtuva elementin viruma ennen liittovaikutusta tulevista

kuormista.

Elementin painopisteessä vaikuttava aksiaalinen muodonmuutos

$$\Delta\varepsilon_{cc0} := \Delta\varepsilon_{cc0P} + \Delta\varepsilon_{cc0g1} + \Delta\varepsilon_{cc0g2} = -0.064\%$$

Käyritymä

$$\Delta\psi_{cc} := \Delta\psi_{ccP} + \Delta\psi_{ccg1} + \Delta\psi_{ccg2} = 0.507 \cdot \frac{\%}{m}$$

Muodonmuutos betonin painopisteessä $p_{c1} = 44.767 \cdot \text{mm}$

$$\Delta\varepsilon_{cc0c} := \Delta\varepsilon_{cc0} + \Delta\psi_{cc} \cdot (p_1 - p_{c1}) = -0.064\%$$

Muodonmuutos alareunassa

$$\Delta\varepsilon_{cca} := \Delta\varepsilon_{cc0} + \Delta\psi_{cc} \cdot p_1 = -0.041\%$$

4.7.3 Virumaero sauman kohdalla

Virumasta aiheutuvaa elementin lyhenenemää $\Delta\varepsilon_{cc0}$ ja käyritymää $\Delta\psi_{cc}$ ei ole pintabetonissa. Tällöin niiden välille syntyy muodonmuutos- ja käyritymäero.

Muodonmuutosero sauman kohdalla

$$\Delta\varepsilon_{ccj} := \Delta\varepsilon_{cc0} + \Delta\psi_{cc} \cdot (p_1 - h_1) = -0.087\%$$

Sauman kohdalla rakennekerrosten välillä ei kuitenkaan voi olla muodonmuutos-/käyritymäeroa. Tilanne normalisoidaan asettamalla elementtiin vetovoima ΔN_{cc} , jolla kumotaan $\Delta\varepsilon_{cc0}$ ja momentti ΔM_{cc} , joka kumoaa käyritymän $\Delta\psi_{cc}$

4.7.4 Virumaeron neutralisoivat pakkovoimat

Aksiaalisen muodonmuutoksen kumoava normaalivoima

$$\Delta N_{cc} := -\Delta\varepsilon_{cc0c} \cdot E_{c1\sigma} \cdot A_{c1} = 816.243 \cdot \text{kN}$$

Joka sijaitsee elementin betoniosan painopisteessä $p_{c1} = 44.767 \cdot \text{mm}$

Käyritymän kumoava momentti

$$\Delta M_{cc} := -\Delta\psi_{cc} \cdot E_{c1\sigma} \cdot I_{c1} = -4.386 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Jotta rakenteen voimasuureet pysyvät tasapainossa, tulee liittorakenteeseen lisätä puristava voima $-\Delta N_{cc}$, joka sijaitsee elementin betonin painopisteessä ja momentin ΔM_{cc} vastamomentti $-\Delta M_{cc}$

$$-\Delta N_{cc} = -816.243 \cdot \text{kN}$$

$$-\Delta M_{cc} = 4.386 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Sirretään $-\Delta N_{cc}$ liittorakenteen painopisteakselille ja korvataan siirto momentilla

$$M_e := -\Delta N_{cc} \cdot (p_{\alpha} - p_{c1}) = -47.599 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kokonaismomentti virumaerosta

$$\Delta M_{cc.tot} := -(-\Delta M_{cc} + M_e) = 43.212 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Liittorakenteen painopisteeseen vaikuttavat voimasuureet

$$-\Delta N_{cc} = -816.243 \cdot \text{kN}$$

$$-\Delta M_{cc.tot} = -43.212 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

4.7.5 Liittorakenteen muodonmuutokset ja jännitykset virumaerosta

Aksiaalinen muodonmuutos painopisteessä

$$\Delta \varepsilon_{cc00} := \frac{-\Delta N_{cc}}{EA_{\alpha}} = -0.028 \cdot \%$$

Käyritymä

$$\Delta \psi_{cc0} := \frac{-\Delta M_{cc.tot}}{EI_{\alpha}} = -0.359 \cdot \frac{\%}{\text{m}}$$

Muodonmuutokset ja jännitykset eri kohdissa

$$\text{Kokonaismuodonmuutos} \quad \varepsilon_{ctot} := \Delta \varepsilon_{cc00} + \Delta \psi_{cc0} \cdot y$$

Jännityksiä aiheuttava kimmoinen muodonmuutos

$$\varepsilon_{ce} := \varepsilon_{ctot} + [-(\Delta \varepsilon_{cc0} + \Delta \psi_{cc} \cdot y_{c1})]$$

$$\varepsilon_{ce} := \Delta \varepsilon_{cc00} + \Delta \psi_{cc0} \cdot y + [-(\Delta \varepsilon_{cc0} + \Delta \psi_{cc} \cdot y_{c1})]$$

Muodonmuutos syntyy liittorakenteeseen vaikuttavista voimista $-\Delta N_{cc}$ ja $-\Delta M_{cc.tot}$ sekä elementtiin vaikuttavista ΔN_{cc} ja ΔM_{cc} (vain elementin alueella)

y_{c1} on elementin betonin painopiste, eli $\Delta \varepsilon_{cc0}$:n laskentapiste

$$\text{Jännitys} \quad \sigma_c := E_{c\alpha} \cdot \varepsilon_{ce}$$

Elementti

$$\text{Alapinta} \quad y := p_{\alpha} = 103.081 \cdot \text{mm} \quad y_{c1} := p_{c1} = 44.767 \cdot \text{mm}$$

$$\varepsilon_{ca1.tot} := \Delta \varepsilon_{cc00} + \Delta \psi_{cc0} \cdot p_{\alpha} = -0.065 \cdot \%$$

$$\epsilon_{ca1e} := \epsilon_{ca1.tot} + \left[-\left(\Delta\epsilon_{cc0c} + \Delta\psi_{cc} \cdot p_{c1} \right) \right] = -0.023\%$$

$$\sigma_{ca1.vir} := E_{c1\alpha} \cdot \epsilon_{ca1e} = -2.759 \cdot \text{MPa}$$

Elementin yläpinta (sauma) $\overset{y}{\underset{x}{v}} := p_{\alpha} - h_1 = 13.081 \cdot \text{mm}$ $\overset{y}{\underset{x}{v_{c1}}} := p_{c1} - h_1 = -45.233 \cdot \text{mm}$

$$\overset{y}{\underset{x}{\epsilon_{cj1.tot}}} := \Delta\epsilon_{cc00} + \Delta\psi_{cc0} \cdot (p_{\alpha} - h_1) = -0.032\%$$

$$\epsilon_{cj1e} := \epsilon_{cj1.tot} + \left[-\left[\Delta\epsilon_{cc0c} + \Delta\psi_{cc} \cdot (p_{c1} - h_1) \right] \right] = 0.055\%$$

$$\sigma_{cj1.vir} := E_{c1\alpha} \cdot \epsilon_{cj1e} = 6.486 \cdot \text{MPa}$$

Pintabetoni

Pintabetonissa ei ole virumaa aiheuttavia jännityksiä ennen liittovaikutusta, joten pintabetonissa ei ole viruman aiheuttamaa pakkovoimaa. Tällöin siis $\Delta\epsilon_{cc02} := 0$ ja $\Delta\psi_{cc2} := 0$.

Tällöin kokonaismuodonmuutos on sama kuin kimmo­inen muodonmuutos

Pintabetonin alapinta (sauma) $\overset{y}{\underset{x}{v}} := p_{\alpha} - h_1 = 13.081 \cdot \text{mm}$

$$\overset{y}{\underset{x}{\epsilon_{cj2.tot}}} := \Delta\epsilon_{cc00} + \Delta\psi_{cc0} \cdot (p_{\alpha} - h_1) = -0.032\%$$

$$\epsilon_{cj2e} := \epsilon_{cj2.tot} = -0.032\%$$

$$\sigma_{cj2.vir} := E_{c2\alpha} \cdot \epsilon_{cj2e} = -3.243 \cdot \text{MPa}$$

Yläpinta $\overset{y}{\underset{x}{v}} := p_{\alpha} - h_1 - h_2 = -116.919 \cdot \text{mm}$

$$\epsilon_{cy2.tot} := \Delta\epsilon_{cc00} + \Delta\psi_{cc0} \cdot (p_{\alpha} - h_1 - h_2) = 0.014\%$$

$$\epsilon_{cy2e} := \epsilon_{cy2.tot} = 0.014\%$$

$$\sigma_{cy2.vir} := E_{c2\alpha} \cdot \epsilon_{cy2e} = 1.437 \cdot \text{MPa}$$

Jännitys punosten kohdalla

$$\overset{y}{\underset{x}{v}} := p_{\alpha} - c_p = 60.581 \cdot \text{mm} \quad \overset{y}{\underset{x}{v_{c1}}} := p_{c1} - c_p = 2.267 \cdot \text{mm}$$

Kokonaismuodonmuutos

$$\epsilon_{cp.tot} := \Delta\epsilon_{cc00} + \Delta\psi_{cc0} \cdot (p_{\alpha} - c_p) = -0.049\%$$

Kimmo­inen muodonmuutos

$$\epsilon_{cpe} := \epsilon_{cp.tot} + \left[-\left[\Delta\epsilon_{cc0c} + \Delta\psi_{cc} \cdot (p_{c1} - c_p) \right] \right] = 0.014\%$$

$$\sigma_{cp} := E_{c1\alpha} \cdot \varepsilon_{cpe} = 1.607 \cdot \text{MPa}$$

Punosten jännityksen muutos virumaerosta

$$\Delta \varepsilon_{cp} := \varepsilon_{cp,tot} = -0.049 \cdot \%$$

$$\Delta \sigma_{pcc} := E_p \cdot \varepsilon_{cp,tot} = -96.318 \cdot \text{MPa}$$

Virumasta aiheutuva jännityshäviö

4.7.6 Virumasta aiheutuva taipuma

Virumaa aiheutuu kahdesta eri syystä; esijännityksestä ja rakenteen omista painoista. Näillä on molemmilla omat taipumakertoimet

Esijännityksen aiheuttama vakiokäyritymä $\delta_{aR} := \frac{1}{8}$

Omista painoista (laatta + pintabetoni) aiheutuu paraabelin muotoinen käyritymäjakauma

$$\delta_{aG} := \frac{5}{48}$$

Jaetaan liittorakenteen käyritymä osiin sen mukaan, mistä se syntyy

Esijännitys

$$\Delta \varepsilon_{cc0P} = -0.064 \cdot \% \quad \Delta \psi_{ccP} = -0.214 \cdot \frac{\%}{m}$$

$$\Delta N_{ccP} := -\Delta \varepsilon_{cc0P} \cdot E_{c1\alpha} \cdot A_{c1} = 815.781 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta M_{ccP} := -\Delta \psi_{ccP} \cdot E_{c1\alpha} \cdot I_{c1} = 1.849 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Siirretään ΔN_{ccP} liittorakenteen painopisteeseen

$$\Delta M_{ccP1} := \Delta M_{ccP} + \Delta N_{ccP} \cdot (p_{\alpha} - p_{c1}) = 49.42 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Liittorakenteen muodonmuutokset voimista $-\Delta N_{ccP}$ ja $-\Delta M_{ccP1}$

$$\Delta \varepsilon_{cc00P} := \frac{-\Delta N_{ccP}}{EA_{\alpha}} = -0.028 \cdot \%$$

$$\Delta \psi_{cc0P} := \frac{-\Delta M_{ccP1}}{EI_{\alpha}} = -0.411 \cdot \frac{\%}{m}$$

Taipuma $a_{ccP} := \delta_{aP} \cdot \Delta \psi_{cc0P} \cdot L_0^2 = -25.582 \cdot \text{mm}$ ylöspäin

Laatan + pintabetonin paino

$$\Delta\varepsilon_{cc0g1} + \Delta\varepsilon_{cc0g2} = 0\cdot\% \quad \Delta\psi_{ccg1} + \Delta\psi_{ccg2} = 0.721\cdot\frac{\%}{m}$$

$$\Delta N_{ccg} := 0$$

$$\Delta M_{ccg} := -(\Delta\psi_{ccg1} + \Delta\psi_{ccg2}) \cdot E_{c1c} \cdot I_{c1} = -6.235 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Liittorakenteen muodonmuutokset voimista $-\Delta N_{ccg}$ ja $-\Delta M_{ccg}$

$$\Delta\varepsilon_{cc00g} := \frac{-\Delta N_{ccg}}{EA_{\alpha}} = 0\cdot\%$$

$$\Delta\psi_{cc0g} := \frac{-\Delta M_{ccg}}{EI_{\alpha}} = 0.052\cdot\frac{\%}{m}$$

Taipuma $a_{ccg} := \delta_{ag} \cdot \Delta\psi_{cc0g} \cdot L_0^2 = 2.69 \cdot \text{mm}$ alaspäin

Kokonaistaipuma virumasta $a_{cc} := a_{ccP} + a_{ccg} = -22.892 \cdot \text{mm}$ ylöspäin

Kokonaiskäyritymä virumasta $\Delta\psi_{cc0} := \Delta\psi_{cc0P} + \Delta\psi_{cc0g} = -0.359\cdot\frac{\%}{m}$

4.8 Kutistuman ja viruman aiheuttamat jännitykset yhteensä

Elementin alapinta $\Delta\sigma_{ca} := \Delta\sigma_{ca.kut} + \sigma_{ca1.vir} = -1.966 \cdot \text{MPa}$

Elementin yläpinta $\Delta\sigma_{cj1} := \Delta\sigma_{cj1.kut} + \sigma_{cj1.vir} = 5.983 \cdot \text{MPa}$

Pintabet alapinta $\Delta\sigma_{cj2} := \Delta\sigma_{cj2.kut} + \sigma_{cj2.vir} = -2.241 \cdot \text{MPa}$

Pintabet yläpinta $\Delta\sigma_{cy} := \Delta\sigma_{cy.kut} + \sigma_{cy2.vir} = 0.855 \cdot \text{MPa}$

Koska kutistuma- ja viruma-arvot eivät ole absoluuttisen tarkkoja:

- Huomioidaan vain esim. 70% viruman aiheuttamasta puristuksesta, kun tarkastellaan alapinnan vetojännitystä ja halkeilua

- Huomioidaan vain esim. 70 % viruman aiheuttamasta puristuksesta, kun tarkastellaan pintabetonin vetojännityksiä.

Kutistuman ja viruman aiheuttama jännitys alapinnassa:

$$\Delta\sigma_{ca} := \Delta\sigma_{ca.kut} + 0.7 \cdot \sigma_{ca1.vir} = -1.139 \cdot \text{MPa}$$

Kutistuman ja viruman aiheuttama jännitys pintabetonin yläpinnassa:

$$\Delta\sigma_{cy} := \Delta\sigma_{cy.kut} + 0.7 \cdot \sigma_{cy2.vir} = \blacksquare \cdot \text{MPa}$$

HUOM! Tässä tapauksessa viruma aiheuttaa vetoa, joten 30% vähennystä ei tulisi käyttää.

5. JATKUVUUS

5.1 Yleistä

Rakenteesta on tehty pintabetoniin sijoitetun yläpinnan raudoituksen avulla jatkuva. Kutistuma- ja virumaerojen aiheuttama käyristymä pyrkii tuiella muodostamaan kiertymän. Jos välituki ei ole jatkuva, muodostuu kiertymäero. Jos taas välituki raudoitetaan jatkuvaksi, syntyy tuelle kiertymäeron kumoava pakkomomentti

5.2 Kutistumaerosta aiheutuva tukimomentti

$$\text{Kutistumaeron aiheuttama käyristymä} \quad \Delta\psi_{cs} = 0.122 \cdot \frac{\%}{m}$$

Käyristymä on vakio koko rakenteen pituudella

$$\theta_{Bcs} := \frac{1}{2} \cdot \frac{M}{EI} \cdot L = \frac{1}{2} \cdot \Delta\psi_{cs} \cdot L$$

$$\text{Kiertymä vapaalla tuella} \quad \theta_{Bcs} := \frac{1}{2} \cdot \Delta\psi_{cs} \cdot L_0 = 4.289 \times 10^{-3} \cdot \text{rad}$$

Kiertymän kumuomiseksi tarvittava pakkomomentti

$$M_{Bcs} := 3 \cdot \frac{EI_{cs}}{L_0} (-\theta_{Bcs}) = \frac{-3}{2} \cdot EI_{cs} \cdot \Delta\psi_{cs} = -21.938 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kun M_B ja EI_B lasketaan käyttäen kimmokertoimen arvoa $E_{c\alpha} := \frac{E_{cm}}{1 + \chi \cdot \phi}$, huomioidaan samalla

viruman pienentävä vaikutus

Kentät ovat esijännitetyjä ja tukialueet taas jännittämättömiä teräsbetonirakenteita, jolloin tuet eivät halkeilun vuoksi ole yhtä jäykkiä kuin kenttä. Tämän vuoksi tukimomenttia pienennetään kertoimella 0.7

$$M_{Bcs} := 0.7 \cdot M_{Bcs} = -15.357 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

5.3 Virumaerosta aiheutuva tukimomentti

$$\text{Kutistumaeron aiheuttama käyristymä} \quad \Delta\psi_{cc0} = -0.359 \cdot \frac{\%}{m}$$

Viruman aiheuttama käyristymä tulee jakaa vielä osiin, sillä osa käyristymästä on esijännityksestä syntynyt koko jänteen mittainen vakiokäyristymä ja osa taas omista painoista syntynyt paraabelin muotoinen käyristymäjakauma.

Esijännityksestä

$$\Delta\psi_{cc0P} = -0.411 \cdot \frac{\%}{m}$$

$$\text{Kiertymä} \quad \theta_{BccP} := \frac{1}{2} \cdot \Delta\psi_{cc0P} \cdot L_0 = -0.014 \cdot \text{rad}$$

Kiertymän neutralisoiva pakkomomentti

$$M_{BccP} := 3 \cdot \frac{EI_{\square}}{L_0} \cdot (-\theta_{BccP}) = 74.131 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Edellisessä kappaleessa mainittujen tuen ja kentän jäykkyyssuhteiden vuoksi momenttia pienennetään kertoimella 0.7

$$M_{BccP} := 0.7 \cdot M_{BccP} = 51.891 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tasaisesta kuormasta

$$\Delta\psi_{cc0g} = 0.052 \cdot \frac{\%}{\text{m}}$$

Paraabelin muotoinen käyritymä aiheuttaa tuella kiertymän

$$\theta_{Bccg} := \frac{M \cdot L}{3 \cdot EI_{\square}} = \frac{1}{3} \cdot \Delta\psi_{cc0g} \cdot L$$

$$\text{Kiertymä } \theta_{Bccg} := \frac{1}{3} \cdot \Delta\psi_{cc0g} \cdot L_0 = 1.219 \times 10^{-3} \cdot \text{rad}$$

Kiertymän neutralisoiva pakkomomentti

$$M_{Bccg} := 3 \cdot \frac{EI_{\square}}{L_0} \cdot (-\theta_{Bccg}) = -6.235 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Edellisissä kappaleissa mainittujen tuen ja kentän jäykkyyssuhteiden vuoksi momenttia pienennetään kertoimella 0.7

$$M_{Bccg} := 0.7 \cdot M_{Bccg} = -4.365 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Tukimomentti virumaerosta yhteensä } M_{Bcc} := M_{BccP} + M_{Bccg} = 47.527 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Kokonaismomentti kutistuma- ja virumaerosta } M_B := M_{Bcs} + M_{Bcc} = 32.17 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Positiivinen tukimomentti -> Yläpintaan puristusta

Negatiivinen tukimomentti -> Yläpintaan vetoa

$$\text{Tukimomentista aiheutuva taipuma } a_{MB} := \frac{M_B \cdot L_0^2}{15.6 \cdot EI_{\square}} = 8.54 \cdot \text{mm}$$

5.4 Työsauman leikkausjännitys kutistumaerosta

$$\text{Pintabetonissa vaikuttava pakkovoima } \Delta N_{cs} = 222.841 \cdot \text{kN}$$

Leikkausjännitys jakautuu laatan päässä matkalle $z_1 := 3 \cdot \min(h_1, h_2) = 270 \cdot \text{mm}$

Jännitys oletetaan jakautuvan siten, että rakenteen päässä jännitys on suurin ja etäisyydellä z_1 jännitys on 0.

$$\tau_{\max} := 2 \cdot \frac{\Delta N_{cs}}{z_1 \cdot b} = 1.376 \cdot \text{MPa}$$

Koska kutistuma-arvot voivat olla melko epätarkkoja, käytetään osavarmuuslukuna

$$\gamma_q := 1.5$$

Sauman leikkausrasitus $v_{Ed} := \gamma_q \cdot \tau_{\max} = 2.063 \cdot \text{MPa}$

Työsauman leikkauslujuus

Betonin osavarmuusluku $\gamma_c := 1.5$

Raudoituksen osavarmuusluku $\gamma_s := 1.15$

Pintabetonin lujuus K40 -> C35/45

vetolujuuden laskenta-arvo $f_{ctd2} := \frac{0.7 \cdot 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck2}}{\text{MPa}}\right)^{0.667}}{\gamma_c} \cdot \text{MPa} = 1.5 \cdot \text{MPa}$

Elementin lujuus K35 -> C30/37

vetolujuuden laskenta-arvo $f_{ctd1} := \frac{0.7 \cdot 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck1}}{\text{MPa}}\right)^{0.667}}{\gamma_c} \cdot \text{MPa} = 1.353 \cdot \text{MPa}$

Kuorilaatan yläpinta on liukuvalettu sileä pinta (SFS-EN-1992-1-1 kohta 6.2.5(2))

Koheesiokerroin $\xi := 0.2$ kitkakerroin $\mu := 0.6$

Eurokoodin mukaan työsauman leikkauskestävyys perustuu kitka-koheesiteoriaan, jossa betonien välinen tartunta vastaa koheesiota ja työsaumaraudoituksen voima aiheuttaa saumapintaan kitkaa.

Vetolujuuden mitoitusarvona käytetään pienempää betonin vetolujuutta

$$f_{ctd} := \min(f_{ctd1}, f_{ctd2}) = 1.353 \cdot \text{MPa}$$

Työsaumaraudoituksen laskentalujuus (A500HW)

$$f_{yd} := \frac{500 \text{MPa}}{\gamma_s} = 434.783 \cdot \text{MPa}$$

Pystylenkit, raudoituksen kaltevuus saumaan nähden

$\alpha := 90$ (Kohtisuora) $\sin \alpha := 1$ $\cos \alpha := 0$

Leikkauslujuuden mitoitusarvo SFS-EN-1992-1-1 kaavan 6.25 mukaan

$$v_{Rdi} := c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha)$$

Saamaa vastaan kohtisuora puristusjä­nnitys $\sigma_n := 0 \text{ MPa}$

Kaavasta ratkaistaan tarvittava raudoitteen määrä, kun tiedetään saumalta vaadittu kestävyys

$$v_{Rdi} := v_{Ed}$$

$$\rho := \frac{v_{Ed} - c \cdot f_{ctd}}{f_{yd}} = 4.123 \times 10^{-3}$$

$$\text{Teräsmäärä } A_{sv.kut} := \frac{\rho \cdot b \cdot z_1}{2} = 667.96 \cdot \text{mm}^2$$

$$\Rightarrow 3T12 \text{ k}90 = 678 \text{ mm}^2$$

6. Taivutuskestävyys

6.1 Periaate

Murtorajatilassa liittorakennetta voidaan käsitellä monoliittisena rakenteena. Edellytyksenä on, että työsauma kestä­ä koko leikkausvoiman sisältäen liittorakenteelle tulevan hyötykuorman ja omat painot.

Tehollinen korkeus d lasketaan kuten tavanomaisilla teräsbetonirakenteilla, vetoraudoituksen keskiön etäisyys puristettun osan ylä­pintaan.

Tehollinen korkeus on kuitenkin riippuvainen paikallavalun toleransseista, joten liittorakennetta tulee käsitellä kokonaisuudessaan 2-luokan rakenteena.

6.2 Poikkileikkaus ja luj­uudet

$$\text{Tehollinen korkeus } d := h_1 + h_2 - c_p = 177.5 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Puristuspinnan leveys } b = 1200 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Betoni } \gamma_c = 1.5 \quad (2\text{-luokka})$$

$$\text{Paikallavalu } f_{cd2} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck2}}{\gamma_c} = 19.833 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Elementti } f_{cd1} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} = 17 \cdot \text{MPa} \quad \text{Tätä tarvitaan vain, jos puristuspinta ulottuu elementtiin asti}$$

$$\text{Jänneteräs } \text{St 1550/1770} \quad \gamma_s = 1.15 \quad (2\text{-luokka})$$

$$\text{0.1-raja } f_{po.1k} := 1550 \text{ MPa}$$

Laskentalujuus $f_{pd} := \frac{f_{po.1k}}{\gamma_s} = 1347.826 \cdot \text{MPa}$

Murtolujuus $f_{pk} := 1770 \text{MPa}$

Myötövenymä $\varepsilon_{yd} := \frac{f_{pd}}{E_p} = 0.691 \cdot \%$

Murtovenymä $\varepsilon_{uk} := 3.5\%$ (Tuotekohtainen lähtötieto?)

Maksimivenymä $\varepsilon_{ud} := 2.0\%$ (Tuotekohtainen lähtötieto?)

Jännitys maksimivenymällä $f_{pdmax} := f_{pd} + \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_s} - f_{pd} \right) \cdot \frac{(\varepsilon_{ud} - \varepsilon_{yd})}{(\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{yd})}$

Kimmokerroin $E_p = 195000 \cdot \text{MPa}$

Punosmäärä 30 $\phi 5$ $A_p = 589.049 \cdot \text{mm}^2$

6.3 Laskentakuormat

Elementin paino $g_1 = 2.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Pintabetonin paino $g_2 = 3.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Korotuslattiarakenne
kantavan laatan päällä $g_3 := 2.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Hyötykuorma $q := 6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Kuormien osavarmuusluvut: Pysyvä kuorma $\gamma_g := 1.15$


Muuttuva kuorma $\gamma_q = 1.5$

Laskentakuorma $p_{d1} := \gamma_g \cdot (g_1 + g_2) = 7.59 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$p_{d2} := \gamma_g \cdot g_3 + \gamma_q \cdot q = 11.76 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Hyötykuorman osuus tulee jatkuvan rakenteen ehdoin

Käytetään 2-­aukkoisen rakenteen taivutus­rasitusten laskennan yksinkertaistamiseksi oheisia taulukko­arvoja

	Momentti		
	M_{AB}	M_B	M_{BC}
	0,070	-0,125	0,070

Momentti laskentakuormasta $M_{Ed.kenttä} := \frac{p_{d1} \cdot L_0^2}{8} + 0.07 \cdot p_{d2} \cdot L_0^2 = 88.32 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

$$M_{Ed.tuki} := -0.125 \cdot p_{d2} \cdot L_0^2 = -73.27 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

6.4 Jänneteräksen jännitys-venymäyhteys, vaakasuora

Lasketaan ensin olettaen, että teräksen jännitys-venymäkäyrä on myötämisen jälkeen vaakasuora, jolloin jännitys rajataan arvoon f_{pd}

$$N_s := f_{pd} \cdot A_p = 793.935 \cdot \text{kN}$$

Betonin puristusresultantti $N_c := N_s$

Tarvittava puristus­pinnan tehollinen korkeus $y := \frac{N_c}{b \cdot f_{cd2}} = 33.359 \cdot \text{mm} \quad y < h_2 = 130 \cdot \text{mm}$

=> Puristus­pinnan korkeus on nyt pienempi kuin pintabetonin korkeus, joten se ei ulotu elementin yläosaan

Puristus­resultantti pintabetonissa $N_{c2} := b \cdot h_2 \cdot f_{cd2} = 3094 \cdot \text{kN}$

Elementille jäävä osuus $N_{c1} := N_c - N_{c2} = -2300.065 \cdot \text{kN}$

Tarvittava puristus­pinnan korkeus elementissä $y_1 := \frac{N_{c1}}{b \cdot f_{cd1}} = -112.748 \cdot \text{mm}$

Puristus­pinnan tehollinen korkeus $y = y_1 + h_2$ paitsi nyt kun $y < h_2$

Puristus­pinnan korkeus $\lambda := 0.8 \quad x := \frac{y}{\lambda} = 41.698 \cdot \text{mm}$

Betonin puristus­resultantin sijainti yläreunasta

$$\eta x := \frac{N_{c2} \cdot \frac{h_2}{2} + N_{c1} \cdot \left(h_2 + \frac{y_1}{2} \right)}{N_c} = 40.011 \cdot \text{mm}$$

Momenttivarsi $z := d - \eta x = 137.489 \cdot \text{mm}$

Taivutuskestävyys $M_{Rd} := N_s \cdot z = 109.158 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Käyttöaste $\frac{M_{Ed, \text{kenttä}}}{M_{Rd}} = 80.911 \cdot \%$

Betonin puristuma $\epsilon_c := -0.35 \cdot \%$

Jänneteräksen lisävenymä $\Delta \epsilon_s := \epsilon_c \cdot \frac{x - d}{x} = 1.14 \cdot \%$

Esijännitysvenymä $\epsilon_{p\infty} := \frac{\sigma_{p\infty}}{E_p} = 0.677 \cdot \%$

Esijännitys lopputilanteessa $\sigma_{p\infty} = 1320 \cdot \text{MPa}$

Jänneteräksen kokonaisvenymä $\epsilon_{p, \text{tot}} := \epsilon_{p\infty} + \Delta \epsilon_s = 1.817 \cdot \%$ $< \epsilon_{ud} = 2 \cdot \%$

6.4 Jänneteräksen jännitys-venymäyhteys, nouseva

Otetaan huomioon jänneteräksen jännitys-venymä­käyrän nouseva osuus, eli teräksen myötölujittuminen

Lasketaan jännitys venymällä $\epsilon_{p, \text{tot}} = 1.817 \cdot \%$

$$f_{pd1} := f_{pd} + (f_{pd\text{max}} - f_{pd}) \cdot \frac{(\epsilon_{p, \text{tot}} - \epsilon_{yd})}{\epsilon_{ud} - \epsilon_{yd}} = 1424.489 \cdot \text{MPa}$$

Terästen vetovoima $N_{s1} := f_{pd1} \cdot A_p = 839.093 \cdot \text{kN}$

Betonin puristusresultantti $N_{c1} := N_s = 839.093 \cdot \text{kN}$

Betonin puristusresultantti on sama kuin luvussa 6.3 laskettu

$$N_{c2} = 3094 \cdot \text{kN}$$

Elementin osuus puristusresultantista

$$N_{c1} := N_c - N_{c2} = -2254.907 \cdot \text{kN}$$

Tehollisen puristus­pinnan korkeus elementissä $y_{1w} := \frac{N_{c1}}{b \cdot f_{cd1}} = -110.535 \cdot \text{mm}$

Puristus­pinnan tehollinen korkeus $y=y_1+h_2$ paitsi nyt kun $y<h_2$, jolloin

$$\overset{y}{\lambda} := \frac{N_c}{b \cdot f_{cd2}} = 35.256 \cdot \text{mm}$$

Puristus­pinnan korkeus $\overset{\lambda}{\lambda} := 0.8$ $\overset{x}{\lambda} := \frac{y}{\lambda} = 44.07 \cdot \text{mm}$

Betonin puristus­resultantin sijainti ylä­reunasta

$$\overset{\eta x}{\eta x} := \frac{N_{c2} \cdot \frac{h_2}{2} + N_{c1} \cdot \left(h_2 + \frac{y_1}{2} \right)}{N_c} = 38.845 \cdot \text{mm}$$

Momenttivarsi $\overset{z}{z} := d - \eta x = 138.655 \cdot \text{mm}$

Taivutuskestävyys

$$M_{Rd1} := N_s \cdot z = 116.344 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Käyttöaste

$$\frac{M_{Ed, \text{kenttä}}}{M_{Rd1}} = 75.913 \cdot \%$$

Jänneteräksen lisävenymä

$$\overset{\Delta \epsilon_s}{\Delta \epsilon_s} := \epsilon_c \cdot \frac{(x - d)}{x} = 1.06 \cdot \%$$

Jänneteräksen kokonaisvenymä

$$\overset{\epsilon_{p, \text{tot}}}{\epsilon_{p, \text{tot}}} := \epsilon_{p\infty} + \Delta \epsilon_s = 1.737 \cdot \% < \epsilon_{ud} = 2 \cdot \%$$

Tarkistetaan vielä jänneteräksen jännitys venymällä $\epsilon_{p, \text{tot}}$

$$f_{pd1t} := f_{pd} + (f_{pd\text{max}} - f_{pd}) \cdot \frac{(\epsilon_{p, \text{tot}} - \epsilon_{yd})}{\epsilon_{ud} - \epsilon_{yd}} = 1419.028 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Virhemarginaali} \quad \frac{f_{pd1} - f_{pd1t}}{f_{pd1}} = 0.383 \cdot \%$$

6.5 Tukiraudoituksen kapasiteetti

Mitoitus momentille $M_{Ed, \text{tuki}}$, jonka kanssa huomioidaan myös kutistuma- ja virumaerosta aiheutuva tukimomentti M_B

Tukialueen mitoitusmomentti

$$M_{d, \text{tuki}} := M_{Ed, \text{tuki}} + M_B = -41.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Vanhojen suunnitelmien mukaan ylä­pinnassa on raudoitus T8k100 ($\overset{\phi}{\phi} := 8 \text{mm}$, $\overset{k}{k} := 100 \text{mm}$), joiden betonipeite­paksuus on $e_1 := 15 \text{mm}$

Raudoituksen määrä yhden kuorilaatan leveydellä $b = 1.2 \text{m}$

$$A_s := \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 \cdot \frac{b}{k} = 603.186 \cdot \text{mm}^2$$

Tehollinen korkeus yläpinnan raudoitukselle

$$d_1 := h_1 + h_2 - e_1 - \frac{\phi}{2} = 201 \cdot \text{mm}$$

Suhteellinen teräsala $\rho_1 := \frac{A_s}{b \cdot d_1} = 2.501 \times 10^{-3}$

Mekaaninen raudoitussuhde $\omega_1 := \rho_1 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd2}} = 0.055$

Suhteellinen momentti $\mu_1 := \omega_1 \cdot \left(1 - \frac{\omega_1}{2}\right) = 0.053$

Taivutuskestävyys

$$M_{Rd.tuki} := \mu_1 \cdot b \cdot d_1^2 \cdot f_{cd2} = 51.268 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Käyttöaste

$$\frac{|M_{d.tuki}|}{M_{Rd.tuki}} = 80.167\%$$

7. Lopullinen taipuma

Lasketaan loppuksi kaikki aiemmin lasketut taipumat yhteen, jolloin saadaan rakenteen lopullinen taipuma.

a_{tot} on hyötykuormista ja omista painoista aiheutuva perustaipuma

a_{cs} on kutistumasta aiheutuva taipuma

Δa_{cs} on kutistumaerosta aiheutuva taipuma

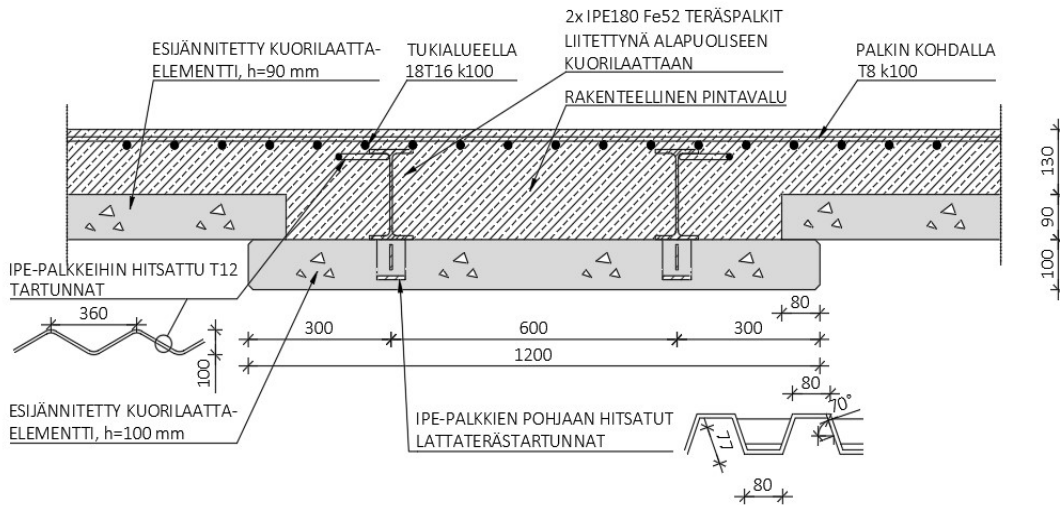
a_{cc} on virumasta aiheutuva taipuma

a_{MB} on tukimomentista aiheutuva taipuma

$$a := a_{tot} + a_{cs} + \Delta a_{cs} + a_{cc} + a_{MB} = 8.646 \cdot \text{mm}$$

$$a_{sall} := \frac{L_0}{800} = 8.825 \cdot \text{mm}$$

Kuorilaattapalkin laskelmat



1. Jäykkyyden määrittäminen

Rakenne 100x1200 kuorilaatta, jonka päällä 220 mm paksu pintavalu

1.1 Elementtilaatta

Betoni K80, käytetään EC:n mukaista C65/80

Elementtilaatta muodostaa jo itsessään liittorakenteen kahden IPE180 palkin kanssa, jotka on liitetty sen yläpintaan

Ominaislujuus $f_{ck1} := 65 \text{ MPa}$

Keskimääräinen lujuus $f_{cm1} := f_{ck1} + 8 \text{ MPa} = 73 \cdot \text{MPa}$

Kimmokerroin $E_{cm1} := 22000 \cdot \left[\frac{(f_{cm1})}{10 \text{ MPa}} \right]^{0.3} \cdot \text{MPa} = 39941.056 \cdot \text{MPa}$

Keskimääräinen vetolujuus $f_{ctm1} := 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck1}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \text{MPa} = 4.85 \cdot \text{MPa}$

Paksuus $h_1 := 100 \text{ mm}$

Laatta

$h_s := 180 \text{ mm}$

IPE180

Leveys $b := 1200 \text{ mm}$

Laatan jännelangat $n_p := 18 \text{ kpl}$ $\phi_{p7} := 12.5 \text{ mm}$ punoksia.

Punosten halkaisija $r := \frac{\phi_{p7}}{2} = 6.25 \cdot \text{mm}$

Punoksen alapinnan etäisyys laatan alapinnasta	$e_{ap} := 33.5\text{mm}$	
punosten sijainti alareunasta	$c_p := e_{ap} + r = 39.75\text{mm}$	
Teräspalkkien sijainti alareunasta	$c_s := h_1 + \frac{h_s}{2} = 0.19\text{m}$	
Yhden langan poikkiala	$A_{p1} := 93\text{mm}^2$	
Yhden IPE:n poikkiala	$A_{ps1} := 2395\text{mm}^2$	
Kimmokerroin	$E_p := 195\text{GPa}$ $E_s := 210\text{GPa}$	Punokset Teräspalkit
Pinta-ala	$A_p := n_p \cdot A_{p1} = 1.674 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$ $A_s := 2 \cdot 2395\text{mm}^2 = 4.79 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$	Punokset IPE180 teräspalkit
Staattinen momentti	$S_p := A_p \cdot c_p = 6.654 \times 10^4 \cdot \text{mm}^3$ $S_s := A_s \cdot c_s = 9.101 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$	Punokset IPE180 teräspalkit
Hitausmomentti	$I_p := 0$ $I_s := 2 \cdot 1317 \cdot 10^4 \text{mm}^4$	
Jäykkyydet		
Aksiaalinen jäykkyys	$E_p \cdot A_p = 326.43 \cdot \text{MN}$ $E_s \cdot A_s = 1.006 \times 10^3 \cdot \text{MN}$	Punokset IPE180 teräspalkit
Staattinen momentti	$E_p \cdot S_p = 12.976 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$ $E_s \cdot S_s = 191.121 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$	Punokset IPE180 teräspalkit
Taivutusjäykkyys	$E_p \cdot I_p = 0$ $E_s \cdot I_s = 5.531 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$	Punokset IPE180 teräspalkit
Betoni pinta-ala (mukaan lukematta terästen kohdalla olevaa betonia)		
	$A_{c1} := b \cdot h_1 - A_p = 118326 \cdot \text{mm}^2$	
Staattinen momentti alareunan suhteen	$S_{c1} := A_{c1} \cdot \frac{h_1}{2} - S_p = 5.85 \times 10^6 \cdot \text{mm}^3$	
Painopiste alareunasta	$p_{c1} := \frac{S_{c1}}{A_{c1}} = 49.438 \cdot \text{mm}$	

Hitausmomentti painopisteen suhteen

$$I_{c1} := \frac{b \cdot h_1^3}{12} + b \cdot h_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2} - p_{c1} \right)^2 + A_p \cdot (p_{c1} - c_p)^2 + I_s + A_s \cdot (p_{c1} - c_s)^2 = 2.212 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$$

Jäykkyydet

Aksiaalinen jäykkyys $E_{cm1} \cdot A_{c1} = 4.726 \times 10^3 \cdot \text{MN}$

Staat­ti­nen mo­mentti $E_{cm1} \cdot S_{c1} = 233.646 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$

Tai­vu­tu­sjäyk­kyys $E_{cm1} \cdot I_{c1} = 8.834 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$

Elementin jäykköy­sarvot

Tai­vu­tu­sjäyk­kyys $EA_1 := E_{cm1} \cdot A_{c1} + E_p \cdot A_p + E_s \cdot A_s = 6.058 \times 10^3 \cdot \text{MN}$

Staat­ti­nen mo­mentti $ES_1 := E_{cm1} \cdot S_{c1} + E_p \cdot S_p + E_s \cdot S_s = 437.742 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$

Painopisteen etäisyys alhaalta $p_1 := \frac{ES_1}{EA_1} = 72.254 \cdot \text{mm}$

Tai­vu­tu­sjäyk­kyys painopisteakselin suhteen

$$EI_1 := E_{cm1} \cdot I_{c1} + E_{cm1} \cdot A_{c1} \cdot (p_1 - p_{c1})^2 + E_p \cdot A_p \cdot (p_1 - c_p)^2 + E_s \cdot I_s + E_s \cdot A_s \cdot (p_1 - c_s)^2$$

$$EI_1 = 31.116 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

1.1 Liittorakenne

Pintabetonin lujuus K-40, käytetään EC:n mukaista C35/45

Ominaislujuus $f_{ck2} := 35 \text{MPa}$

Keskimääräinen lujuus $f_{cm2} := f_{ck2} + 8 \text{MPa} = 43 \cdot \text{MPa}$

Kimmokerroin $E_{cm2} := 22000 \cdot \left[\frac{f_{cm2}}{10 \text{MPa}} \right]^{0.3} \cdot \text{MPa} = 34077.146 \cdot \text{MPa}$

Keskimääräinen vetolujuus $f_{ctm2} := 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck2}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \text{MPa} = 3.21 \cdot \text{MPa}$

Paksuus $h_2 := 220 \text{mm}$ $h_0 := h_1 + h_2 = 320 \cdot \text{mm}$ (Koko laatan paksuus)

Lasketaan puristuspuolelle tehollinen leveys T-poikkileikkauksen kaavojen mukaan SFS-EN1994-1-1

$$l_0 := 0.7 \cdot 8.1 \text{m} = 5.67 \text{m}$$

$b_0 := 600\text{mm}$ Palkin sisäisten teräspalkkien keskinen etäisyys

$$b_{e,i} := \min \left[0.2 \cdot \frac{(8.1\text{m} - 1.2\text{m})}{2} + 0.1 \cdot l_0, 0.2 \cdot l_0, \frac{l_0}{8} \right] = 708.75 \cdot \text{mm}$$

Leveys $b_p := b_0 + 2 \cdot b_{e,i} = 2017.5 \cdot \text{mm}$

Pinta-ala $A_2 := b_p \cdot h_2 - A_s = 439060 \cdot \text{mm}^2$ Vähennetty teräspalkkien pinta-ala

Painopiste elementin alareunasta $p_2 := h_1 + \frac{h_2}{2} = 210 \cdot \text{mm}$

Staattinen momentti elementin alareunan suhteen:

$$S_2 := A_2 \cdot p_2 = 9.22 \times 10^7 \cdot \text{mm}^3$$

Hitausmomentti pintabetonin painopisteen suhteen

$$I_2 := \frac{b_p \cdot h_2^3}{12} = 1.79 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

Aksiaalinen jäykkyys $EA_2 := E_{cm2} \cdot A_2 = 1.496 \times 10^4 \cdot \text{MN}$

Staattinen momentti $ES_2 := E_{cm2} \cdot S_2 = 3.142 \times 10^3 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$

Taivutusjäykkyys $EI_2 := E_{cm2} \cdot I_2 = 61.005 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$

Liittorakenne, elementti ja pintabetoni

Aksiaalinen jäykkyys $EA := EA_1 + EA_2 = 2.102 \times 10^4 \cdot \text{MN}$

Staattinen momentti $ES := ES_1 + ES_2 = 3.58 \times 10^3 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$

Painopisteen etäisyys elementin alareunasta $p := \frac{ES}{EA} = 170.299 \cdot \text{mm}$

Taivutusjäykkyys $EI := EI_1 + EI_2 + EA_1 \cdot (p - p_1)^2 + EA_2 \cdot (p - p_2)^2 = 173.942 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$

Pintabetonin vaikutus jäykkyyteen $k := \frac{EI}{EI_1} = 5.59$

Jäykkyys kasvoi pintavalun myötä siis noin 7-kertaiseksi.

2. Jännitystarkastelu

2.1 Muodonmuutokset

Aksiaalinen venymä
painopisteaksella $\varepsilon_{\text{palkki}} := \frac{N}{EA}$

Käyritymä $\psi := \frac{M}{EI}$

M ja EI lasketaan painopisteakselin suhteen

Venymä eri kohdissa poikkileikkausta $\varepsilon(y) := \varepsilon_0 + \psi \cdot y$
y on positiivinen mitta painopisteestä alaspäin

2.2 Esi­jä­n­n­i­ty­

Laskennan yksikertaistamiseksi tehdään oletus, että jännehäviöt tapahtuvat kokonaisuudessaan jo ennen pintabetonin valua.

$$\sigma_{p\infty} := \frac{124\text{kN}}{A_{p1}} = 1333.333\text{ MPa} \quad \text{Jännevoima} \quad P_{\infty} := A_p \cdot \sigma_{p\infty} = 2232\text{ kN}$$

Jännevoiman epäkeskisyys elementin painopisteen mukaan

$$e_p := p_1 - c_p = 32.504\text{ mm}$$

Elementtiä rasittavat esi­jä­n­n­i­ty­ksen voimasuureet

$$N_p := -P_{\infty} = -2.232 \times 10^3\text{ kN}$$

$$M_p := -P_{\infty} \cdot e_p = -72.548\text{ kN}\cdot\text{m}$$

Muodonmuutokset esi­jä­n­n­i­ty­ksestä

Aksiaalinen venymä painopisteaksellilla $\varepsilon_{0P} := \frac{N_p}{EA_1} = -0.037\%$

Käyritymä $\psi_P := \frac{M_p}{EI_1} = -0.233 \frac{1}{\text{m}}\%$

Muodonmuutokset eri kohdissa poikkileikkausta

Alareuna $\varepsilon_{caP} := \varepsilon_{0P} + \psi_P \cdot p_1 = -0.054\%$

Yläreuna $\varepsilon_{cyP} := \varepsilon_{0P} + \psi_P \cdot (p_1 - h_1) = -0.03\%$

Jännitykset

Alareuna $\sigma_{caP} := E_{cm1} \cdot \varepsilon_{caP} = -21.443\text{ MPa}$

Yläreuna $\sigma_{cyP} := E_{cm1} \cdot \varepsilon_{cyP} = -12.131\text{ MPa}$

2.3 Jännitykset elementtilaatan omasta painosta

Laatan jänneväli $L_0 := 8100\text{ mm}$ Kuorilaattapalkin jänneväli

$L_{\text{ww}} := 7060\text{ mm}$ Kuorilaattakenttien jänneväli

Elementtipalkin + elementtilaattojen paino

$$g_1 := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot h_1 \cdot b + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 90\text{ mm} \cdot \frac{L}{2} = 10.943 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Työnaikainen kuorma}$$

$$g_{1k} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot h_1 \cdot b + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 90\text{mm} \cdot L = 18.885 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Lopullinen kuorma}$$

$$g_{1.1} := g_{1k} - g_1 = 7.942 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Tukien poiston myötä lisääntyvä kuorma}$$

Käytetään 2-aukkosen palkin taivutusrasitusten laskennan yksinkertaistamiseksi oheisia taulukkokaavoja.

Momentti		
M_{AB}	M_B	M_{BC}
0,070	-0,125	0,070

$$k_m := 0.07$$

$$\text{Taivutusmomentti} \quad M_{g1k} := k_m \cdot g_{1k} \cdot L_0^2 = 86.733 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{Kokonaismomentti}$$

$$M_{g1} := k_m \cdot g_1 \cdot L_0^2 = 50.256 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momentti valun aikana}$$

$$M_{g1.1} := k_m \cdot g_{1.1} \cdot L_0^2 = 36.478 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momentti tukien poiston jälkeen}$$

$$\text{Normaalivoima} \quad N_{g1} := 0 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{0g1} := \frac{N_{g1}}{EA_1} = 0$$

$$\psi_{g1} := \frac{M_{g1}}{EI_1} = 0.162 \frac{1}{\text{m}} \cdot \% \quad \text{Käyritymä työnaikaisen tuennan aikaisilla kuormilla ja jäykkyydellä}$$

$$\psi_{g1.1} := \frac{0.5M_{g1.1}}{EI} = 0.01 \frac{1}{\text{m}} \cdot \% \quad \text{Käyritymän lisäys työnaikaisen tuennan poiston jälkeisillä kuormilla ja jäykkyydellä}$$

$$\varepsilon_{cag1} := \varepsilon_{0g1} + \psi_{g1} \cdot p_1 = 0.012 \cdot \%$$

$$\varepsilon_{cyg1} := \varepsilon_{0g1} + \psi_{g1} \cdot (p_1 - h_1) = -4.481 \times 10^{-3} \cdot \%$$

Jännitykset

$$\sigma_{cag1} := E_{cm1} \cdot \varepsilon_{cag1} = 4.661 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{cyg1} := E_{cm1} \cdot \varepsilon_{cyg1} = -1.79 \cdot \text{MPa}$$

2.4 Jännitykset pintavalun omasta painosta

Pintavalun paino

$$g_2 := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot h_2 \cdot b + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 130\text{mm} \cdot \frac{L}{2} = 18.073 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Työnaikainen kuorma}$$

$$g_{2k} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot h_2 \cdot b + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 130\text{mm} \cdot L = 29.545 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lopullinen kuorma

$$g_{2.1} := g_{2k} - g_2 = 11.473 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tukien poiston myötä lisääntyvä kuorma

$$M_{g_{2k}} := k_m \cdot g_{2k} \cdot L_0^2 = 135.691 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{g_2} := k_m \cdot g_2 \cdot L_0^2 = 83.002 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{g_{2.1}} := k_m \cdot g_{2.1} \cdot L_0^2 = 52.69 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{g_2} := 0 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{0g_2} := \frac{N_{g_2}}{EA_1} = 0$$

$$\psi_{g_2} := \frac{M_{g_2}}{EI_1} = 0.267 \frac{1}{\text{m}} \cdot \%$$

Käyritymä työnaikaisen tuennan aikaisilla kuormilla ja jäykkyydellä

$$\psi_{g_{2.1}} := \frac{M_{g_{2.1}}}{EI} = 0.048 \frac{1}{\text{m}} \cdot \%$$

Käyritymän lisäys työnaikaisen tuennan poiston jälkeisillä kuormilla ja jäykkyydellä

$$\epsilon_{cag_2} := \epsilon_{0g_2} + \psi_{g_2} \cdot p_1 = 0.019 \cdot \%$$

$$\epsilon_{cyg_2} := \epsilon_{0g_2} + \psi_{g_2} \cdot (p_1 - h_1) = -7.401 \times 10^{-3} \cdot \%$$

Jännitykset

$$\sigma_{cag_2} := E_{cm1} \cdot \epsilon_{cag_2} = 7.698 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{cyg_2} := E_{cm1} \cdot \epsilon_{cyg_2} = -2.956 \cdot \text{MPa}$$

2.5 Kokonaisjännitykset ennen pintavalun kovettumista

Kokonaismuodonmuutokset

$$\epsilon_{01} := \epsilon_{0P} + \epsilon_{0g1} + \epsilon_{0g2} = -0.037 \cdot \%$$

$$\psi_1 := \psi_P + \psi_{g1} + \psi_{g2} = 0.195 \frac{1}{\text{m}} \cdot \%$$

$$\epsilon_{ca1} := \epsilon_{caP} + \epsilon_{cag1} + \epsilon_{cag2} = -0.023 \cdot \%$$

$$\epsilon_{ca1} := \epsilon_{01} + \psi_1 \cdot p_1 = -0.023 \cdot \%$$

$$\epsilon_{cy1} := \epsilon_{cyP} + \epsilon_{cyg1} + \epsilon_{cyg2} = -0.042 \cdot \%$$

$$\epsilon_{cy1} := \epsilon_{01} + \psi_1 \cdot (p_1 - h_1) = -0.042 \cdot \%$$

$$\sigma_{ca1} := \sigma_{caP} + \sigma_{cag1} + \sigma_{cag2} = -9.084 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{ca1} := E_{cm1} \cdot \varepsilon_{ca1} = -9.084 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{cy1} := \sigma_{cyP} + \sigma_{cyg1} + \sigma_{cyg2} = -16.877 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{ca1} := E_{cm1} \cdot \varepsilon_{cy1} = -16.877 \cdot \text{MPa}$$

2.6 Taipuma

Esijännitys aiheuttaa elementtiin vakiomomentin, joka aiheuttaa laattaan taipuman

$$\text{Taipumakerroin esijännitykselle} \quad \delta_{aP} := \frac{6}{48} = 0.125$$

Kuormitus on tasaista kuormaa, joten momenttipinta ja käyritymän jakauma ovat muodoltaan paraabeleja. Taipumakerroin kyseiselle kuormitukselle on tällöin

$$\delta_{ag} := \frac{5}{48} = 0.104$$

$$\text{Taipuma esijännityksestä} \quad a_p := \delta_{aP} \cdot \psi_P \cdot L_0^2 = -19.121 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Taipuma elem. painosta} \quad a_{g1} := \delta_{ag} \cdot \psi_{g1} \cdot L_0^2 = 11.038 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Taipuma pintaval. painosta} \quad a_{g2} := \delta_{ag} \cdot \psi_{g2} \cdot L_0^2 = 18.23 \cdot \text{mm}$$

Alkuperäisten suunnitelmien mukaan laattakenttien keskellä on ollut työnaikainen tuenta, jolla on tehty etukorotus $a_{et} := -10 \text{mm}$. Palkkeja ei ole kuitenkaan erikseen tuettu, mutta niiden yläpinnassa on ollut 2x IPE180 palkit tuomassa lisäjäykkyyttä. Niiden vaikutus on tässä huomioitu, mutta laattakenttien työnaikainen tuenta vain kuormavähennyksenä

$$\text{Taipuma elem. painosta, tuennan poiston jälkeen} \quad a_{g1.1} := \delta_{ag} \cdot \psi_{g1.1} \cdot L_0^2 = 0.717 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Taipuma pintaval. painosta, tuennan poiston jälkeen} \quad a_{g2.1} := \delta_{ag} \cdot \psi_{g2.1} \cdot L_0^2 = 3.261 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Taipuma yhteensä} \quad a_1 := a_p + a_{g1} + a_{g2} + a_{g1.1} + a_{g2.1} = 14.125 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Käyritymä yhteensä} \quad \psi_{1.1} := \psi_P + \psi_{g1} + \psi_{g2} + \psi_{g1.1} + \psi_{g2.1} = 0.253 \frac{1}{m} \cdot \%$$

3. Sallittu hyötykuorma

Lasketaan sallittu hyötykuorma, ehtona että laatan alapinta ei saa halkeilla.

Alapinnan, eli elementin, betonin vetolujuus $f_{ctm1} = 4.85 \cdot \text{MPa}$ ei saa siis ylittyä

$$\Sigma \sigma_{ca} < f_{ctm1}$$

3.1 Liittorakenteen kantavuus

Laatan alapinnan jännitys ennen liittoaikautusta omista painoista ja esijännityksestä.

$$\sigma_{ca1} = -9.084 \cdot \text{MPa}$$

Hyötykuormasta tuleva jännitys
saa olla enintään

$$\sigma_{caq2} := f_{ctm1} - \sigma_{ca1} = 13.934 \cdot \text{MPa}$$

Alareunan venymä hyötykuormasta

$$\varepsilon_{caq2} := \frac{\sigma_{caq2}}{E_{cm1}} = 0.035\%$$

Käyritymä hyötykuormasta

$$\psi_{q2} := \frac{\varepsilon_{caq2}}{p} = 0.205 \frac{1}{m}\%$$

Hyötykuorman aiheuttama momentti

$$M_{q2} := \psi_{q2} \cdot EI = 356.335 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Yksiaukkoisena sallittu kuorma olisi

$$q_2 := 8 \cdot \frac{M_{q2}}{L_0^2 \cdot L} = 6.154 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Jatkuvana 2-aukkoisena sallittu kuorma on

$$q_{2,j} := \frac{M_{q2}}{0.07 \cdot L \cdot L_0^2} = 10.99 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Väli­poh­jien kuormat vanhojen suunnitelmien mukaan } F_d := 1.15 \cdot 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1.5 \cdot 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 9.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

3.2 Taipuma hyötykuormasta

Taipumakerroin tasaiselle kuormalle

$$\delta_{aq} := \frac{5}{48}$$

$$a_{q2} := \delta_{aq} \cdot \psi_{q2} \cdot L_0^2 = 14.001 \cdot \text{mm}$$

Kokonaistaipuma


$$a_{tot} := a_1 + a_{q2} = 28.126 \cdot \text{mm}$$

3.3 Liittorakenteen jännitykset työnaikaisen tuennan poiston jälkeen

Hyötykuormasta
aiheutuva momentti

$$M_{q2} = 356.335 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Käytetään 2-aukkosen palkin taivutusrasitusten laskennan yksinkertaistamiseksi oheisia taulukko­kaavoja.

	Momentti		
	M_{AB}	M_B	M_{BC}
	0,070	-0,125	0,070

Omista painoista työn aikaisen tuen poiston jälkeen aiheutuva momentti, joka tulee sisällyttää "hyötykuormaan".

$$M_g := 0.07 \cdot (0.5g_1 + 0.5g_2) \cdot L_0^2 = 66.629 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_q := M_{q2} - M_g = 289.706 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Lopullinen kentän momentti omista painoista

$$M_{g,1} := \frac{1}{8} \cdot (0.5g_1 + 0.5g_2) \cdot L_0^2 + 0.07 \cdot (0.5g_1 + 0.5g_2) \cdot L_0^2 = 185.608 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Muodonmuutokset ja jännitykset hyötykuormasta

Aksiaalinen venymä liittorakenteen painopisteakselilla $\epsilon_{0q2} := 0$

Käyristymä $\psi_q := \frac{M_q + M_g}{EI} = 0.205 \cdot \frac{\%}{\text{m}}$

Muodonmuutos etäisyydellä 'y' liittorakenteen painopisteestä

Alapinta $y_{ap} := p = 170.299 \cdot \text{mm}$

$$\epsilon_{caq} := \epsilon_{0q2} + \psi_q \cdot y_{ap} = 0.035 \cdot \%$$

$$\sigma_{caq} := E_{cm1} \cdot \epsilon_{caq} = 13.934 \cdot \text{MPa}$$

Elementin ypp $y_{eyp} := p - h_1 = 70.299 \cdot \text{mm}$

$$\epsilon_{cj1q} := \epsilon_{0q2} + \psi_q \cdot y_{eyp} = 0.014 \cdot \%$$

$$\sigma_{cj1q} := E_{cm1} \cdot \epsilon_{cj1q} = 5.752 \cdot \text{MPa}$$

Pintabetap $y_{pap} := p - h_1 = 70.299 \cdot \text{mm}$

$$\epsilon_{cj2q} := \epsilon_{0q2} + \psi_q \cdot y_{pap} = 0.014 \cdot \%$$

$$\sigma_{cj2q} := E_{cm2} \cdot \epsilon_{cj2q} = 4.908 \cdot \text{MPa}$$

Yläpinta $y_{yp} := p - h_0 = -149.701 \cdot \text{mm}$

$$\epsilon_{cy2q} := \epsilon_{0q2} + \psi_q \cdot y_{yp} = -0.031 \cdot \%$$

$$\sigma_{cy2q} := E_{cm2} \cdot \epsilon_{cy2q} = -10.451 \cdot \text{MPa}$$

Kokonaisjäännitykset

Laatan alapinta: $\sigma_{ca} := \sigma_{ca1} + \sigma_{caq} = 4.85 \cdot \text{MPa}$ $f_{ctm1} = 4.85 \cdot \text{MPa}$ -> ok

Elem yläpinta: $\sigma_{cj1} := \sigma_{cy1} + \sigma_{cj1q} = -11.125 \cdot \text{MPa}$

Pintabet. alap.: $\sigma_{cj2} := \sigma_{cj2q} = 4.908 \cdot \text{MPa}$

Pintabet. yläp.: $\sigma_{cy} := \sigma_{cy2q} = -10.451 \cdot \text{MPa}$

Kokonaiskäyritymä $\psi := \psi_1 + \psi_{q2} = 0.4 \cdot \frac{\%}{\text{m}}$

4. Kutistuma- ja virumaero

Oletetaan, että elementti on ehtinyt kuivua noin 28 vrk ennen pintavalua, jolloin suuri osa elementin kutistumasta on jo ehtinyt tapahtua

4.1 Muunnettu paksuus

Elementti + pintabetoni

$$h_o := \frac{A_{c1} + A_2}{b} = 464.488 \cdot \text{mm}$$

4.2 Kutistuma

4.2.1 Elementti

Suhteellinen kosteus $RH := 50\%$

Sementtityypistä riippuva kerroin $\alpha_{ds1} := 6$ $\alpha_{ds2} := 0.11$

$f_{cmo} := 10 \text{MPa}$ $RH_0 := 100\%$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1.356$$

$$\epsilon_{cd0} := -0.85 \cdot (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \left(\frac{f_{cm1}}{f_{cmo}} \right)} \cdot \beta_{RH} \cdot 10^{-6} = -0.045 \cdot \%$$

Nimellispaksuuden vaikutus kutistumaan, EC2 taulukon 3.3 mukaan

$k_h := 0.8$

Kuivumiskutistuman loppuarvo $\epsilon_{sd} := k_h \cdot \epsilon_{cd0} = -0.036 \cdot \%$

$\text{vrk} := 24 \cdot 60 \cdot 60 \text{s}$

Kutistuman kehittyminen ajan mukaan

$$\beta_{ds}(t, t_s) := \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \sqrt{\left(\frac{h_o}{\text{mm}}\right)^3} \cdot \text{vrk}}$$

$$\varepsilon_{sdt1...t2} := \varepsilon_{sd} \cdot (\beta_{ds}(t_2, t_s) - \beta_{ds}(t_1, t_s))$$

kaavassa t_s on ajankohta, jolloin kuivuminen ja kutistuma alkavat

$$t_s := 0 \text{ vrk}$$

$$\text{Päästölujuus } f_{cmi} := 0.7 \cdot f_{ck1} + 8 \text{ MPa} = 53.5 \cdot \text{MPa}$$

$$\beta_{cc} := \frac{f_{cmi}}{f_{cm1}} = 0.733$$

$$s_k := 0.2 \quad \text{rapid-sementti}$$

$$\text{Teoreettinen lämpötilakorjattu ikä päästöhetkellä } t_o := 1 \text{ vrk}$$

$$t_{oT} := \frac{28 \text{ vrk}}{\left(1 - \frac{\ln(\beta_{cc})}{s_k}\right)^2} = 4.293 \cdot \text{vrk}$$

Sisäinen kutistuman loppuarvo

$$\varepsilon_{ca} := -2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck1} - 10 \text{ MPa}}{\text{MPa}}\right) \cdot 10^{-6} = -0.014 \cdot \%$$

$$\text{Sisäinen kutistuma kehitty ajan mukaan } \beta_{as}(t) := 1 - e^{-0.2 \cdot \sqrt{\frac{t}{\text{vrk}}}}$$

Sisäinen kutistuma aikavälillä $t_1 \dots t_2$

$$\varepsilon_{cat1...t2} := \varepsilon_{ca} \cdot (\beta_{as}(t_2) - \beta_{as}(t_1))$$

4.2.1.2 Elementin kutistuma eri aikaväleillä

$$1. \text{ Ennen pintabetonin valua } t_1 := 29 \text{ vrk} \quad t_{1T} := t_1 + (t_{oT} - t_o) = 32.293 \cdot \text{vrk}$$

$$\text{kuivumiskutistuma } \beta_{ds}(t_{1T}, t_s) = 0.075 \quad \varepsilon_{sd11} := \varepsilon_{sd} \cdot \beta_{ds}(t_{1T}, t_s) = -2.713 \times 10^{-3} \cdot \%$$

$$\text{sisäinen kutistuma } \beta_{as}(t_{1T}) = 0.679 \quad \varepsilon_{as11} := \varepsilon_{ca} \cdot \beta_{as}(t_{1T}) = -0.009 \cdot \%$$

$$\text{kokonaiskutistuma } \varepsilon_{cs11} := \varepsilon_{sd11} + \varepsilon_{as11} = -0.012 \cdot \%$$

2. Pintabetonin kovettumisen jälkeen

$$t_{\infty} := 70 \cdot 365 \text{ vrk}$$

kuivumiskutistuma $\beta_{ds}(t_{\infty}, t_s) = 0.985$

$$\epsilon_{sd12} := \epsilon_{sd} \cdot (\beta_{ds}(t_{\infty}, t_s) - \beta_{ds}(t_{1T}, t_s)) = -0.033\%$$

sisäinen kutistuma $\beta_{as}(t_{\infty}) = 1$

$$\epsilon_{as12} := \epsilon_{ca} \cdot (\beta_{as}(t_{\infty}) - \beta_{as}(t_{1T})) = -0.004\%$$

kokonaiskutistuma $\epsilon_{cs12} := \epsilon_{sd12} + \epsilon_{as12} = -0.037\%$

4.2.3 Pintabetoni

Suhteellinen kosteus $RH = 50\%$

Sementtityypistä riippuva kerroin $\alpha_{ds1} = 6$ $\alpha_{ds2} = 0.11$

$$f_{cm0} = 1 \times 10^7 \text{ Pa} \quad RH_0 = 100\%$$

$$\beta_{RH} = 1.356$$

$$\epsilon_{cd0,p} := -0.85 \cdot (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \cdot \left(\frac{f_{cm2}}{f_{cm0}}\right)} \cdot \beta_{RH} \cdot 10^{-6} = -0.063\%$$

Nimellispaksuuden vaikutus kutistumaan, EC2 taulukon 3.3 mukaan

$$k_h = 0.8$$

Kuivumiskutistuman loppuarvo $\epsilon_{sd} = -0.036\%$

Kutistuman kehittyminen ajan mukaan

$$\beta_{ds}(t, t_s) := \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \sqrt{\left(\frac{h_o}{\text{mm}}\right)^3} \cdot \text{vrk}}$$

$$\epsilon_{sdt1...t2} := \epsilon_{sd} \cdot (\beta_{ds}(t_2, t_s) - \beta_{ds}(t_1, t_s))$$

kaavassa t_s on ajankohta, jolloin kuivuminen ja kutistuma alkavat

$$t_s := 0 \text{ vrk}$$

Päästölujuus $f_{ctm} := 0.7 \cdot f_{ck1} + 8 \text{ MPa} = 53.5 \cdot \text{MPa}$

$$\beta_{\text{cmi}} := \frac{f_{\text{cmi}}}{f_{\text{cm1}}} = 0.733$$

$$s_k := 0.2 \quad \text{rapid-sementti}$$

Teoreettinen lämpötilakorjattu ikä päästöhetkellä $t_{\text{max}} := 1 \text{ vrk}$

$$t_{\text{maxT}} := \frac{28 \text{ vrk}}{\left(1 - \frac{\ln(\beta_{\text{cc}})}{s_k}\right)^2} = 4.293 \cdot \text{vrk}$$

Sisäinen kutistuman loppuarvo

$$\varepsilon_{\text{ca}} := -2.5 \cdot \left(\frac{f_{\text{ck1}} - 10 \text{ MPa}}{\text{MPa}}\right) \cdot 10^{-6} = -0.014 \cdot \%$$

Sisäinen kutistuma kehittyä ajan mukaan $\beta_{\text{as}}(t) := 1 - e^{-0.2 \cdot \sqrt{\frac{t}{\text{vrk}}}}$

Sisäinen kutistuma aikavälillä $t_1 \dots t_2$

$$\varepsilon_{\text{cat}1 \dots t_2} := \varepsilon_{\text{ca}} \cdot (\beta_{\text{as}}(t_2) - \beta_{\text{as}}(t_1))$$

Kutistuman lopputila

$$t_{\text{max}} := 70 \cdot 365 \text{ vrk}$$

kuivumiskutistuma $\beta_{\text{ds}}(t_{\infty}, t_s) = 0.985$

$$\varepsilon_{\text{sd}2} := \varepsilon_{\text{sd}} \cdot \beta_{\text{ds}}(t_{\infty}, t_s) = -0.036 \cdot \%$$

sisäinen kutistuma $\beta_{\text{as}}(t_{\infty}) = 1$

$$\varepsilon_{\text{as}2} := \varepsilon_{\text{ca}} \cdot \beta_{\text{as}}(t_{\infty}) = -0.014 \cdot \%$$

kokonaiskutistuma $\varepsilon_{\text{cs}2} := \varepsilon_{\text{sd}2} + \varepsilon_{\text{as}2} = -0.05 \cdot \%$

4.2.4 Kutistumaero elementin ja pintabetonin välillä

$$\Delta \varepsilon_{\text{cs}} := \varepsilon_{\text{cs}2} - \varepsilon_{\text{cs}12} = -0.012 \cdot \%$$

4.3 Viruma

4.3.1 Elementti

Betonin lujuuden vaikutus

$$\alpha_1 := \min \left[\left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{\text{cm1}}} \right)^{0.7}, 1 \right] = 0.598$$

$$\alpha_2 := \min \left[\left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{\text{cm1}}} \right)^{0.2}, 1 \right] = 0.863$$

$$\alpha_3 := \min \left[\left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{\text{cm1}}} \right)^{0.5}, 1 \right] = 0.692$$

Suhteellisesta kosteudesta riippuva virumaluvun perusarvo

$$\phi_{\text{RH}} := \left(1 + \frac{1 - \frac{\text{RH}}{100\%}}{0.1 \cdot \sqrt{\frac{h_o}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.196$$

Betonin lujuuden vaikutus nimelliseen virumalukuun

$$\beta_{\text{fcm}} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{\text{cm1}}}{\text{MPa}}}} = 1.966$$

Sementtityypin vaikutus virumalukuun

Rapid, eli R-tyypin sementti $\alpha := 1$

$$t_o := t_{oT} \cdot \left[\frac{9}{2 + \left(\frac{t_{oT}}{\text{vrk}} \right)^{1.2}} + 1 \right]^{\alpha} \quad t_{oT} = 4.293 \cdot \text{vrk}$$

Kuormitusajankohda vaikutus virumalukuun

$$\beta(t_{oT}) := \frac{1}{0.1 + \left(\frac{t_{oT}}{\text{vrk}} \right)^{0.2}}$$

$$\phi_o(t_{oT}) := \phi_{\text{RH}} \cdot \beta_{\text{fcm}} \cdot \beta(t_{oT}) \quad \phi_{\text{RH}} \cdot \beta_{\text{fcm}} = 2.353$$

Suhteellisesta kosteudesta ja nimellisestä paksuudesta riippuva virumisnopeuteen vaikuttava kerroin

$$\beta_H := \min \left[1.5 \cdot \left[1 + \left(0.012 \cdot \frac{\text{RH}}{\%} \right)^{18} \right] \cdot \frac{h_o}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right] \cdot \text{vrk} = 869.909 \cdot \text{vrk}$$

Viruman kehittyminen ajan mukaan

$$\beta_c(t, t_{oT}) := \frac{t - t_{oT}}{\beta_H + t - t_{oT}}$$

Virumaluku hetkellä t

$$\phi(t, t_{oT}) := \phi_o \cdot \beta_c(t, t_{oT})$$

$$\phi(t, t_{oT}) := \phi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta(t_{oT}) \cdot \beta_c(t, t_{oT})$$

Kullekin eri aikana alkavalle kuormitukselle ja jännitystilalle lasketaan oma virumaluku ja viruma ϵ_{cc}

4.3.2 Virumaluvut eri ajankohtina alkaville kuormille

4.3.2.1 Elementille tulevat kuormat

1. Esijännitys ja elementin oma paino

Kuormat vaikuttavat laikaisuhetkellä $t_o = 1 \cdot \text{vrk}$

Lämpötilakorjattu teoreettinen ikä $t_{oT} = 4.293 \cdot \text{vrk}$

Kuormitusajankohdan kerroin $\beta_{lauk} := \beta(t_{oT}) = 0.695$

$$\phi_{olauk} := \phi_o(t_{oT}) = 1.636$$

Virumaluku ennen pintabet valua

Pintabetonin valujankohda $t_1 = 29 \cdot \text{vrk}$

Elementin teoreettinen lämpötilakorjattu ikä $t_{1T} = 32.293 \cdot \text{vrk}$

$$\beta_c(t_{1T}, t_{oT}) = 0.031$$

Virumasta kehittyä ennen pintabetonin valua

$$\phi_{lauk.1} := \phi_{olauk} \cdot \beta_c(t_{1T}, t_{oT}) = 0.051$$

Virumaluku pintabetonin valun jälkeen

$$\phi_{lauk.2} := \phi_{olauk} \cdot (\beta_c(t_{\infty}, t_{oT}) - \beta_c(t_{1T}, t_{oT})) = 1.531$$

2. Jännityshäviöt ennen pintabetoni kovettumista

Häviöt ja niistä aiheutuvat jännitysmutokset kehittyvät vähitellen. Laskennan yksinkertaistamiseksi oletetaan kuormituksen alkujankohdaksi $t_o = 1 \cdot \text{vrk}$ ja asteettainen kehittyminen huomioidaan kertomalla virumaluku betonin relaksaatiokertoimella $\chi := 0.8$

Virumaluku ennen pintabetonin valua

$$\phi_{häviöt.1} := \chi \cdot \phi_{lauk.1} = 0.041$$

Ja pintabetonin valun jälkeen

$$\Phi_{\text{häviöt.2}} := \chi \cdot \Phi_{\text{lauk.2}} = 1.225$$

3. Pintabetonin painon vaikutus

alku­het­ki $t_{o1} := t_1 = 29 \cdot \text{vrk}$

Teoreettinen lämpötilakorjattu ikä $t_{1T} = 32.293 \cdot \text{vrk}$

Kuormitusajankohdan kerroin $\beta_{\text{pintab}} := \beta(t_{1T}) = 0.475$

$$\Phi_{\text{opintab}} := \Phi_o(t_{1T}) = 1.118$$

$$\beta_c(t_{\infty}, t_{1T}) = 0.967$$

$$\Phi_{\text{pintab}} := \Phi_{\text{opintab}} \cdot \beta_c(t_{\infty}, t_{1T}) = 1.081$$

4.3.2.2 Liittorakenteelle tulevat kuormat

4. Kutistuma- ja virumaerot

Kutistuman ja viruman erojen aiheuttamat jännitykset kehittyvät vähitellen ajan mukana.

Oletetaan kuormituksen alkuhetkeksi $t_1 = 29 \cdot \text{vrk}$

Teoreettinen lämpötilakorjattu ikä $t_{1T} = 32.293 \cdot \text{vrk}$

Kuormitusajankohdan kerroin $\beta_{\text{kut.vir}} := \beta(t_{1T}) = 0.475$

$$\Phi_{\text{okut.vir}} := \Phi_o(t_{1T}) = 1.118$$

$$\beta_c(t_{\infty}, t_{1T}) = 0.967$$

$$\Phi_{\text{kut.vir}} := \Phi_{\text{okut.vir}} \cdot \beta_c(t_{\infty}, t_{1T}) = 1.081$$

5. Jännityshäviöt pintabetonin valun jälkeen

Virumaluku valun jälkeen tapahtuville häviöille on sama kuin kutistuma- ja virumaerolle

$$\Phi_{\text{häviöt.2}} := \Phi_{\text{kut.vir}} = 1.081$$

6. Pitkäaikainen hyötykuorma

Oletetaan pitkäaikaisen hyötykuorman alkamisajankohdaksi 1kk pintabetonin valusta, jolloin elementin valusta on kulunut $t_2 := 60 \text{vrk}$

Teoreettinen lämpötilakorjattu ikä $t_{2T} := t_2 + (t_{oT} - t_o) = 63.293 \cdot \text{vrk}$

Kuormitusajankohdan kerroin $\beta_{\text{pitkä}} := \beta(t_{2T}) = 0.418$

$\Phi_{\text{opitkä}} := \Phi_o(t_{2T}) = 0.983$

$\beta_c(t_{\infty}, t_{2T}) = 0.967$

$\Phi_{\text{pitkä}} := \Phi_{\text{opitkä}} \cdot \beta_c(t_{\infty}, t_{2T}) = 0.951$

4.3.2.3 Liittorakenteelle tulevat kuormat

Pintabetonin lujuuden vaikutus virumaan

$\alpha_{11} := \min\left[\left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm2}}}\right)^{0.7}, 1\right] = 0.866$

$\alpha_{21} := \min\left[\left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm2}}}\right)^{0.2}, 1\right] = 0.96$

$\alpha_{22} := \min\left[\left(\frac{35\text{MPa}}{f_{\text{cm2}}}\right)^{0.5}, 1\right] = 0.902$

Suhteellisesta kosteudesta riippuva virumaluvun perusarvo

$\Phi_{\text{RH}} := \left(1 + \frac{1 - \frac{\text{RH}}{100\%}}{0.1 \cdot \sqrt{\frac{h_o}{\text{mm}}}}\right) \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 = 1.496$

Betonin lujuuden vaikutus nimelliseen virumalukuun

$\beta_{\text{fcm}} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{\text{cm1}}}{\text{MPa}}}} = 1.966$

Kuormitusajankohda vaikutus virumalukuun

$\beta(t_{oT}) := \frac{1}{0.1 + \left(\frac{t_{oT}}{\text{vrk}}\right)^{0.2}}$

$\Phi(t_{oT}) := \Phi_{\text{RH}} \cdot \beta_{\text{fcm}} \cdot \beta(t_{oT})$

Suhteellisesta kosteudesta ja nimellisestä paksuudesta riippuva virumisnopeuteen vaikuttava kerroin

$\beta_{\text{RH}} := \min\left[1.5 \cdot \left[1 + \left(0.012 \cdot \frac{\text{RH}}{\%}\right)^{18}\right] \cdot \frac{h_o}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3\right] \cdot \text{vrk} = 922.352 \cdot \text{vrk}$

Viruman kehittyminen ajan mukaan

$$\beta_c(t, t_{oT}) := \frac{t - t_{oT}}{\beta_H + t - t_{oT}}$$

Virumaluku hetkellä t

$$\phi(t, t_{oT}) := \phi_o \cdot \beta_c(t, t_{oT})$$

$$\phi(t, t_{oT}) := \phi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta(t_{oT}) \cdot \beta_c(t, t_{oT})$$

4. Kutistuma- ja virumaerot

Kutistuman ja viruman erojen aiheuttamat jännitykset kehittyvät vähitellen ajan mukana.

Oletetaan kuormituksen alkuhetkeksi $t_1 = 29 \cdot \text{vrk}$

Pintabetonin ikä $t_{12} := t_1 - 28 \text{vrk} = 1 \cdot \text{vrk}$

Teoreettinen lämpötilakorjattu ikä $t_{1T} = 32.293 \cdot \text{vrk}$

Kuormitusajankohdan kerroin $\beta_{\text{kut.vir2}} := \beta(t_{12}) = 0.909$

$$\phi_{\text{okut.vir2}} := \phi_o(t_{12}) = 2.674$$

$$\beta_c(t_{\infty}, t_{12}) = 0.965$$

$$\phi_{\text{kut.vir2}} := \phi_{\text{okut.vir2}} \cdot \beta_c(t_{\infty}, t_{12}) = 2.581$$

Kutistuma- ja virumaerosta aiheutuvien jännitysten kehittyminen vähitellen huomioidaan myöhemmin pienennyskerroimella $\chi_2 := 0.6$

5. Jännityshäviöt pintabetonin valun jälkeen

Virumaluku valun jälkeen tapahtuvista jännityshäviöistä aiheutuu myös pintabetoniin jännityksiä

$$\phi_{\text{haviot.22}} := \phi_{\text{kut.vir2}} = 2.581$$

6. Pitkäaikainen hyötykuorma

Oletetaan pitkäaikaisen hyötykuorman alkamisajankohdaksi 1kk pintabetonin valusta, jolloin elementin valusta on kulunut $t_2 = 60 \cdot \text{vrk}$

Pintabetonin ikä kuormituksen alkaessa $t_{22} := t_2 - 28 \text{vrk} = 32 \cdot \text{vrk}$

Kuormitusajankohdan kerroin $\beta_{\text{pitkä2}} := \beta(t_{22}) = 0.476$

$$\phi_{\text{opitkä2}} := \phi_o(t_{22}) = 1.401$$

$$\beta_c(t_\infty, t_{22}) = 0.965$$

$$\Phi_{\text{pitkä2}} := \Phi_{\text{opitkä2}} \cdot \beta_c(t_\infty, t_{22}) = 1.352$$

4.3.3 Viruman vaikutus vähitellen kehittyvien kutistuma- ja virumaerojen aiheuttamiin jännityksiin

Viruma voidaan ottaa huomioon betonin relaksaatiokertoimella χ tai pienentämällä betonin kimmokerrointa

kertoimella $k_\phi := \frac{1 - e^{-\phi}}{\phi}$

Molemmat tavat antavat likimain saman tuloksen, kun virumaluvun arvo $\phi=2$

Pienennetään virumalukua kertoimilla $\chi_1 := 0.8$ (elementti)

~~viruma~~ $\chi_2 := 0.6$ (pintabetoni)

Elementti $\chi_1 \cdot \phi_{\text{kut.vir}} = 0.865$

Pintabetoni $\chi_2 \cdot \phi_{\text{kut.vir2}} = 1.549$

4.4 Poikkileikkausarvot pakkovoimien tarkastelussa, kun viruma ja kutistuma huomioidaan

Betonin kimmokerroin $E_{c\alpha} := \frac{E_{cm}}{1 + \chi \cdot \phi}$

4.4.1 Elementti

Virumaluku kutistuma- ja virumaerolle $\chi_1 \cdot \phi_{\text{kut.vir}} = 0.865$

Betonin kimmokerroin $E_{c1\alpha} := \frac{E_{cm1}}{1 + \chi_1 \cdot \phi_{\text{kut.vir}}} = 21.414 \cdot \text{GPa}$

Betoni

$$E_{c1\alpha} \cdot A_{c1} = 2.534 \times 10^3 \cdot \text{MN}$$

$$E_{c1\alpha} \cdot S_{c1} = 1.253 \times 10^5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$E_{c1\alpha} \cdot I_{c1} = 4.736 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

Teräkset

$$E_p \cdot A_p = 326.43 \cdot \text{MN}$$

$$E_p \cdot S_p = 12.976 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$E_p \cdot I_p = 0$$

Elementti

$$EA_{1\alpha} := E_{c1\alpha} \cdot A_{c1} + E_p \cdot A_p + E_s \cdot A_s = 3.866 \times 10^3 \cdot \text{MN}$$

$$ES_{1\alpha} := E_{c1\alpha} \cdot S_{c1} + E_p \cdot S_p + E_s \cdot S_s = 329.365 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$\text{painopiste } p_{1\alpha} := \frac{ES_{1\alpha}}{EA_{1\alpha}} = 85.191 \cdot \text{mm}$$

$$EI_{1\alpha} := E_{c1\alpha} \cdot I_{c1} + E_{c1\alpha} \cdot A_{c1} \cdot (p_1 - p_{c1})^2 + E_p \cdot A_p \cdot (p_{1\alpha} - c_p)^2 + E_s \cdot I_s + E_s \cdot A_s \cdot (p_{1\alpha} - c_s)^2$$

$$EI_{1\alpha} = 23.311 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

4.4.2 Liittorakenne

Pintabetoni

$$\text{Betonin kimmokerroin } E_{c2\alpha} := \frac{E_{cm2}}{1 + \chi_2 \cdot \phi_{\text{kut.vir2}}} = 13.37 \cdot \text{GPa}$$

$$EA_{2\alpha} := E_{c2\alpha} \cdot A_2 = 5.87 \times 10^3 \cdot \text{MN}$$

$$ES_{2\alpha} := E_{c2\alpha} \cdot S_2 = 1.233 \times 10^3 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$EI_{2\alpha} := E_{c2\alpha} \cdot I_2 = 23.936 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

Liittorakenne

$$EA_{\alpha} := EA_{1\alpha} + EA_{2\alpha} = 9.737 \times 10^3 \cdot \text{MN}$$

$$ES_{\alpha} := ES_{1\alpha} + ES_{2\alpha} = 1.562 \times 10^3 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

$$\text{painopiste } p_{\alpha} := \frac{ES_{\alpha}}{EA_{\alpha}} = 160.441 \cdot \text{mm}$$

$$EI_{\alpha} := EI_{1\alpha} + EA_{1\alpha} \cdot (p_{\alpha} - p_{1\alpha})^2 + EI_{2\alpha} + EA_{2\alpha} \cdot (p_{\alpha} - p_2)^2 = 83.557 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

4.5 Kutistuma

4.5.1 Elementti

$$\epsilon_{cs12} = -0.037 \cdot \%$$

Oletetaan muodonmuutos estetyksi -> pakkovoima

$$N_{cs1} := -\epsilon_{cs12} \cdot E_{c1\alpha} \cdot A_{c1} = 0.95 \cdot \text{MN}$$

kutistuvan betonin painopisteessessä, eli alapinnasta $p_{c1} = 49.438 \cdot \text{mm}$

Kumotaan vetovoima yhtä suurella puristavalla voimalla $-N_{cs1} = -0.95 \cdot \text{MN}$ betonin painopisteessä

Sirretään puristava voima liittorakenteen painopisteeseen ja korvataan siirto momentilla

$$M_{cs1} := -N_{cs1} \cdot (p_{\alpha} - p_{c1}) = -105.464 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

4.5.2 Pintabetoni

$$\epsilon_{cs2} = -0.05 \cdot \%$$

Oletetaan muodonmuutos estetyksi -> pakkovoima

$$N_{cs2} := -\epsilon_{cs2} \cdot E_{c2\alpha} \cdot A_2 = 2.909 \cdot \text{MN}$$

kutistuvan betonin painopisteessessä, eli alapinnasta $p_2 = 210 \cdot \text{mm}$

Kumotaan vetovoima yhtä suurella puristavalla voimalla $-N_{cs2} = -2.909 \cdot \text{MN}$ betonin painopisteessä

Sirretään puristava voima liittorakenteen painopisteeseen ja korvataan siirto momentilla

$$M_{cs2} := -N_{cs2} \cdot (p_{\alpha} - p_2) = 144.146 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

4.5.3 Liittorakennetta rasittavat voimasuureet kutistumasta

$$N_{cs} := N_{cs1} + N_{cs2} = 3858.682 \cdot \text{kN}$$

$$M_{cs} := M_{cs1} + M_{cs2} = 38.682 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

4.5.4 Muodonmuutokset ja jännityksen kutistuman aiheuttamista pakkovoimista

Aksiaalinen muodonmuutos liittolaatan painopisteessä $\Delta\epsilon_{0cs} := \frac{-N_{cs}}{EA_{\alpha}} = -0.04 \cdot \%$

Käyritymä $\Delta\psi_{cs} := \frac{M_{cs}}{EI_{\alpha}} = 0.046 \cdot \frac{\%}{\text{m}}$

4.5.5 Venymät ja jännitykset kutistumasta

$$\Delta\epsilon := \Delta\epsilon_{0cs} + \Delta\psi_{cs} \cdot y$$

Elementti $\epsilon_{cs12} = -0.037 \cdot \%$

alapinta $y_{ap\alpha} := p_{\alpha} = 160.441 \cdot \text{mm}$

$$\Delta\varepsilon_{ca} := \Delta\varepsilon_{0cs} + \Delta\psi_{cs} \cdot y_{ap\alpha} - \varepsilon_{cs12} = 5.293 \times 10^{-3} \cdot \%$$

$$\Delta\sigma_{ca.kut} := \Delta\varepsilon_{ca} \cdot E_{c1\alpha} = 1.133 \cdot \text{MPa}$$

yläpinta $y_{eyp\alpha} := p_{\alpha} - h_1 = 60.441 \cdot \text{mm}$

$$\Delta\varepsilon_{cj1} := \Delta\varepsilon_{0cs} + \Delta\psi_{cs} \cdot y_{eyp\alpha} - \varepsilon_{cs12} = 6.634 \times 10^{-4} \cdot \%$$

$$\Delta\sigma_{cj1.kut} := \Delta\varepsilon_{cj1} \cdot E_{c1\alpha} = 0.142 \cdot \text{MPa}$$

Pintabetoni $\varepsilon_{cs2} = -0.05 \cdot \%$

alapinta $y_{pap\alpha} := y_{eyp\alpha} = 0.06 \text{ m}$

$$\Delta\varepsilon_{cj2} := \Delta\varepsilon_{0cs} + \Delta\psi_{cs} \cdot y_{pap\alpha} - \varepsilon_{cs2} = 0.013 \cdot \%$$

$$\Delta\sigma_{cj2.kut} := \Delta\varepsilon_{cj2} \cdot E_{c2\alpha} = 1.7 \cdot \text{MPa}$$

yläpinta $y_{pyp\alpha} := p_{\alpha} - (h_1 + h_2) = -159.559 \cdot \text{mm}$

$$\Delta\varepsilon_{cy} := \Delta\varepsilon_{0cs} + \Delta\psi_{cs} \cdot y_{pyp\alpha} - \varepsilon_{cs2} = 2.529 \times 10^{-3} \cdot \%$$

$$\Delta\sigma_{cy.kut} := \Delta\varepsilon_{cy} \cdot E_{c2\alpha} = 0.338 \cdot \text{MPa}$$

Jännitys punosten kohdalla

$$y_{p\alpha} := p_{\alpha} - c_p = 120.691 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta\varepsilon_{cp} := \Delta\varepsilon_{0cs} + \Delta\psi_{cs} \cdot y_{p\alpha} - \varepsilon_{cs12} = 3.453 \times 10^{-3} \cdot \%$$

$$\Delta\sigma_{cp.kut} := \Delta\varepsilon_{cp} \cdot E_{c1\alpha} = 0.739 \cdot \text{MPa}$$

4.5.6 Jännityshäviö kutistumasta

Jännityshäviö elementin kutistumasta $\varepsilon_{cs12} = -0.037 \cdot \%$

sekä pintabetonin ja elementin välisestä kutistumaerosta $\Delta\varepsilon_{cs} = -0.012 \cdot \%$

Teräs ei kutistu, joten teräksellä $\varepsilon_{cs}=0$

$$y_{p\alpha} = 120.691 \cdot \text{mm}$$

Punoksen muodonmuutos kutistumasta

$$\Delta \epsilon_p := \Delta \epsilon_{0cs} + \Delta \psi_{cs} \cdot (p_{\alpha} - c_p) = -0.034 \cdot \%$$

$$\Delta \sigma_p := \Delta \epsilon_p \cdot E_p = -66.384 \cdot \text{MPa}$$

4.5.7 Kokonaismuodonmuutokset

Elementin alapinta	$\epsilon_{ca.tot} := \Delta \epsilon_{ca} + \epsilon_{cs12} = -0.032 \cdot \%$	<	$\epsilon_{cs12} = -0.037 \cdot \%$
Elementin yläpinta	$\epsilon_{cj1.tot} := \Delta \epsilon_{cj1} + \epsilon_{cs12} = -0.037 \cdot \%$	>	$\epsilon_{cs12} = -0.037 \cdot \%$
Pintabet alapinta	$\epsilon_{cj2.tot} := \Delta \epsilon_{cj2} + \epsilon_{cs2} = -0.037 \cdot \%$	<	$\epsilon_{cs2} = -0.05 \cdot \%$
Pintabet yläpinta	$\epsilon_{cy.tot} := \Delta \epsilon_{cy} + \epsilon_{cs2} = -0.047 \cdot \%$	>	$\epsilon_{cs2} = -0.05 \cdot \%$

4.5.8 Kutistumasta aiheutuva taipuma

Kutistumasta aiheutuu käyritymä $\Delta \psi_{cs} = 0.046 \cdot \frac{\%}{\text{m}}$

Kutistuma on sama koko jännevälillä -> käyritymä ja momentti ovat vakioita

Taipumakerroin $\delta_a := \frac{1}{8}$

Taipuma $a_{cs} := \delta_a \cdot \Delta \psi_{cs} \cdot L_0^2 = 3.797 \cdot \text{mm}$ alaspäin

4.6 Pelkkä kutistumaero

4.6.1 Pakkovoima kutistumaerosta

Elementti $\epsilon_{cs12} = -0.037 \cdot \%$

Pintabet $\epsilon_{cs2} = -0.05 \cdot \%$

Kutistumaero pintabetonin ja elementin välillä $\Delta \epsilon_{cs} := \epsilon_{cs2} - \epsilon_{cs12} = -0.012 \cdot \%$

Kutistumaero kumotaan pintabetoniin kohdistuvalla vetävällä pakkovoimalla, joka kohdistuu pintabetonin painopisteeseen.

$$\Delta N_{cs} := -\Delta \epsilon_{cs} \cdot E_{c2\alpha} \cdot A_2 = 707.416 \cdot \text{kN}$$

Tasapainon säilyttämiseksi pintabetonin painopisteeseen vaikuttaa yhtä suuri puristava voima, joka kohdistuu liittorakenteeseen. Voima siirretään liittorakenteen painopisteakselle, joka muodostaa

sisäisen momentin

$$\Delta M_{cs} := -\Delta N_{cs} \cdot (p_1 - p_2) = 35.059 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Liittorakenteeseen vaikuttavat voimasuureet

$$-\Delta N_{cs} = -707.416 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta M_{cs} = 35.059 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Pintabetoniin vaikuttaa näiden lisäksi estettyä kutistumaeroa vastaan keskeinen vetorasitus

$$\Delta N_{cs} = 707.416 \cdot \text{kN}$$

4.6.2 Liittorakenteen muodonmuutokset kutistumaerosta

Aksiaalinen muodonmuutos
liittolaatan painopisteessä

$$\Delta \varepsilon_{0cs.ero} := \frac{-\Delta N_{cs}}{EA_{ca}} = -7.266 \times 10^{-3} \cdot \%$$

Käyritymä

$$\Delta \psi_{cs.ero} := \frac{\Delta M_{cs}}{EI_{ca}} = 0.042 \cdot \frac{\%}{\text{m}}$$

4.6.3 Liittorakenteen jännitykset kutistumasta

$$\Delta \varepsilon := \Delta \varepsilon_{0cs.ero} + \Delta \psi_{cs.ero} \cdot y$$

Elementti

alapinta $y_{apca} = 160.441 \cdot \text{mm}$

$$\Delta \varepsilon_{ca} := \Delta \varepsilon_{0cs.ero} + \Delta \psi_{cs.ero} \cdot y_{apca} = -5.338 \times 10^{-4} \cdot \%$$

$$\Delta \sigma_{ca.ero} := \Delta \varepsilon_{ca} \cdot E_{c1ca} = -0.114 \cdot \text{MPa} \quad \text{Alapintaan vetoa}$$

yläpinta $y_{eypca} = 60.441 \cdot \text{mm}$

$$\Delta \varepsilon_{cj1.ero} := \Delta \varepsilon_{0cs.ero} + \Delta \psi_{cs.ero} \cdot y_{eypca} = -4.73 \times 10^{-3} \cdot \%$$

$$\Delta \sigma_{cj1.ero} := \Delta \varepsilon_{cj1.ero} \cdot E_{c1ca} = -1.013 \cdot \text{MPa} \quad \text{yläpintaan puristusta}$$

Pintabetoni

Pintabetonissa keskeinen pakkovoima $\Delta N_{cs} = 707.416 \cdot \text{kN}$

$$\text{Muodonmuutos pakkovoimasta} \quad \Delta\varepsilon_{cs2} := \frac{\Delta N_{cs}}{E_{c2\alpha} \cdot A_2} = 0.012\%$$

$$\text{alapinta} \quad y_{pap\alpha} = 60.441 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta\varepsilon_{cj2} := \Delta\varepsilon_{0cs.ero} + \Delta\psi_{cs.ero} \cdot y_{pap\alpha} + \Delta\varepsilon_{cs2} = 0.007\%$$

$$\Delta\sigma_{cj2.ero} := \Delta\varepsilon_{cj2} \cdot E_{c2\alpha} = 0.979 \cdot \text{MPa}$$

Huom! Muodonmuutosten ero sauman molemmin puolin

$$\Delta\varepsilon_j := \Delta\varepsilon_{cj1} - \Delta\varepsilon_{cj2} = -0.012\% = \Delta\varepsilon_{cs} = -0.012\% = \text{kutistumaero}$$

$$\text{yläpinta} \quad y_{pyp\alpha} = -159.559 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta\varepsilon_{cy} := \Delta\varepsilon_{0cs.ero} + \Delta\psi_{cs.ero} \cdot y_{pyp\alpha} + \Delta\varepsilon_{cs2} = -0.002\%$$

$$\Delta\sigma_{cy.ero} := \Delta\varepsilon_{cy} \cdot E_{c2\alpha} = -0.255 \cdot \text{MPa}$$

Pintabetonin kokonaismuodonmuutos

$$\text{pintabet alapinta} \quad \Delta\varepsilon_{cj2.tot} := \Delta\varepsilon_{cj2} - \Delta\varepsilon_{cs2} = -0.005\% < \Delta\varepsilon_{cs} = -0.012\%$$

$$\text{pintabet yläpinta} \quad \Delta\varepsilon_{cy.tot} := \Delta\varepsilon_{cy} - \Delta\varepsilon_{cs2} = -0.014\% > \Delta\varepsilon_{cs} = -0.012\%$$

Pintabetonin toteutuneen lyhenemän ja vapaan kutistuman erotus aiheuttaa pintabetoniin vetoa

$$\Delta\sigma_{cj2.ero} := (\Delta\varepsilon_{cj2.tot} - \Delta\varepsilon_{cs}) \cdot E_{c2\alpha} = 0.979 \cdot \text{MPa}$$

$$\Delta\sigma_{cy.ero} := (\Delta\varepsilon_{cy.tot} - \Delta\varepsilon_{cs}) \cdot E_{c2\alpha} = -0.255 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Betonin muodonmuutos punosten kohdalla} \quad y_{p\alpha} = 120.691 \cdot \text{mm}$$

$$\Delta\varepsilon_{cp} := \Delta\varepsilon_{0cs.ero} + \Delta\psi_{cs.ero} \cdot y_{p\alpha} = -0.002\%$$

$$\Delta\sigma_{p.ero} := \Delta\varepsilon_{cp} \cdot E_p = -4.293 \cdot \text{MPa}$$

4.6.4 Kutistumaerosta aiheutuva taipuma

$$\text{Käyritymä} \quad \Delta\psi_{cs.ero} = 0.042 \cdot \frac{\%}{\text{m}}$$

$$\text{Taipumakerroin} \quad \delta_{\text{max}} := \frac{1}{8}$$

$$\text{Taipuma} \quad \Delta a_{cs} := \delta_a \cdot \Delta \psi_{cs.ero} \cdot L_0^2 = 3.441 \cdot \text{mm} \quad \text{alaspäin}$$

4.6.5 Jännityshäviö kutistumasta

Verrataan pelkästä kutistumaerosta saatuja tuloksia laskentaan, jossa oli mukana elementin kutistuma $\epsilon_{cs12} = -0.037\%$. Tällöin saadaan elementin kutistumasta aiheutuvan jännityshäviön vaikutus

Elementti

$$\text{Alapinta} \quad \Delta \sigma_{cs.havio} := \Delta \sigma_{ca.kut} - \Delta \sigma_{ca.ero} = 1.248 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Yläpinta} \quad \Delta \sigma_{cj1.havio} := \Delta \sigma_{cj1.kut} - \Delta \sigma_{cj1.ero} = 1.155 \cdot \text{MPa}$$

Pintabetoni

$$\text{Alapinta} \quad \Delta \sigma_{cj2.havio} := \Delta \sigma_{cj2.kut} - \Delta \sigma_{cj2.ero} = 0.721 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Yläpinta} \quad \Delta \sigma_{cy.havio} := \Delta \sigma_{cy.kut} - \Delta \sigma_{cy.ero} = 0.593 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Jännityshäviö elementin kutistumasta} \quad \Delta \sigma_{p.havio} := \Delta \sigma_p - \Delta \sigma_{p.ero} = -62.091 \cdot \text{MPa}$$

4.7 Viruma

4.7.1 Kimmoiset muodonmuutokset

Elementin muodonmuutokset ennen pintabetonin kovettumista

Esijännitys

$$\text{Aksiaalinen muodonmuutos} \quad \epsilon_{0P} = -0.037\%$$

$$\text{Käyritymä} \quad \psi_P = -0.233 \cdot \frac{\%}{\text{m}}$$

$$\text{Muodonmuutos alareunassa} \quad \epsilon_{caP} = -0.054\%$$

$$\text{Muodonmuutos yläreunassa} \quad \epsilon_{cyP} = -0.03\%$$

Elementin paino

$$\text{Aksiaalinen muodonmuutos} \quad \epsilon_{0g1} = 0\%$$

$$\text{Käyritymä} \quad \psi_{g1} = 0.162 \cdot \frac{\%}{\text{m}}$$

$$\text{Muodonmuutos alareunassa} \quad \epsilon_{cag1} = 0.012\%$$

$$\text{Muodonmuutos yläreunassa} \quad \epsilon_{cyg1} = -0.004\%$$

Pintabetonin paino

Aksiaalinen muodonmuutos	$\varepsilon_{0g2} = 0.0\%$
Käyritymä	$\psi_{g2} = 0.267 \cdot \frac{\%}{m}$
Muodonmuutos alareunassa	$\varepsilon_{cag2} = 0.019\%$
Muodonmuutos yläreunassa	$\varepsilon_{cyg2} = -0.007\%$

4.7.2 Viruman aiheuttamat muodonmuutokset

Aksiaalinen muodonmuutoksen lisäys	$\Delta\varepsilon_{cc0} := \phi \cdot \varepsilon_{c0}$
Käyritymän muutos	$\Delta\psi_{cc} := \phi \cdot \psi$

Esi­jä­n­n­i­ty­

$$t_o = 1 \cdot \text{vrk} \quad \phi_{\text{lauk.2}} = 1.531$$

$$\varepsilon_{0P} = -3.684 \times 10^{-4} \quad \Delta\varepsilon_{cc0P} := \phi_{\text{lauk.2}} \cdot \varepsilon_{0P} = -0.056\%$$

$$\psi_P = -0.233 \cdot \frac{\%}{m} \quad \Delta\psi_{ccP} := \phi_{\text{lauk.2}} \cdot \psi_P = -0.357 \cdot \frac{\%}{m}$$

Elementtilaatan oma paino

$$t_o = 1 \cdot \text{vrk} \quad \phi_{\text{lauk.2}} = 1.531$$

$$\varepsilon_{0g1} = 0 \quad \Delta\varepsilon_{cc0g1} := \phi_{\text{lauk.2}} \cdot \varepsilon_{0g1} = 0.0\%$$

$$\psi_{g1} = 0.162 \cdot \frac{\%}{m} \quad \Delta\psi_{ccg1} := \phi_{\text{lauk.2}} \cdot \psi_{g1} = 0.247 \cdot \frac{\%}{m}$$

Pintabetonin oma paino

$$t_{o1} = 29 \cdot \text{vrk} \quad \phi_{\text{pintab}} = 1.081$$

$$\varepsilon_{0g2} = 0 \quad \Delta\varepsilon_{cc0g2} := \phi_{\text{lauk.2}} \cdot \varepsilon_{0g2} = 0.0\%$$

$$\psi_{g2} = 0.267 \cdot \frac{\%}{m} \quad \Delta\psi_{ccg2} := \phi_{\text{lauk.2}} \cdot \psi_{g2} = 0.408 \cdot \frac{\%}{m}$$

Pintabetonin kovettumisen jälkeen tapahtuva elementin viruma ennen liittoaikutusta tulevista kuormista.

Elementin painopisteessä vaikuttava aksiaalinen muodonmuutos

$$\Delta\varepsilon_{cc0} := \Delta\varepsilon_{cc0P} + \Delta\varepsilon_{cc0g1} + \Delta\varepsilon_{cc0g2} = -0.056\%$$

Käyritymä

$$\Delta\psi_{cc} := \Delta\psi_{ccP} + \Delta\psi_{ccg1} + \Delta\psi_{ccg2} = 0.299 \cdot \frac{\%}{m}$$

Muodonmuutos betonin painopisteessä $p_{c1} = 49.438 \cdot \text{mm}$

$$\Delta\varepsilon_{cc0c} := \Delta\varepsilon_{cc0} + \Delta\psi_{cc} \cdot (p_1 - p_{c1}) = -0.05\%$$

Muodonmuutos alareunassa

$$\Delta\varepsilon_{cca} := \Delta\varepsilon_{cc0} + \Delta\psi_{cc} \cdot p_1 = -0.035\%$$

4.7.3 Virumaero sauman kohdalla

Virumasta aiheutuvaa elementin lyhenenemää $\Delta\varepsilon_{cc0}$ ja käyritymää $\Delta\psi_{cc}$ ei ole pintabetonissa. Tällöin niiden välille syntyy muodonmuutos- ja käyritymäero.

Muodonmuutosero sauman kohdalla

$$\Delta\varepsilon_{ccj} := \Delta\varepsilon_{cc0} + \Delta\psi_{cc} \cdot (p_1 - h_1) = -0.065\%$$

Sauman kohdalla rakennekerrosten välillä ei kuitenkaan voi olla muodonmuutos-/käyritymäeroa. Tilanne normalisoidaan asettamalla elementtiin vetovoima ΔN_{cc} , jolla kumotaan $\Delta\varepsilon_{cc0}$ ja momentti ΔM_{cc} , joka kumoaa käyritymän $\Delta\psi_{cc}$

4.7.4 Virumaeron neutralisoivat pakkovoimat

Aksiaalisen muodonmuutoksen kumoava normaalivoima

$$\Delta N_{cc} := -\Delta\varepsilon_{cc0c} \cdot E_{c1c} \cdot A_{c1} = 1.256 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Joka sijaitsee elementin betoniosan painopisteessä $p_{c1} = 49.438 \cdot \text{mm}$

Käyritymän kumoava momentti

$$\Delta M_{cc} := -\Delta\psi_{cc} \cdot E_{c1c} \cdot I_{c1} = -14.145 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Jotta rakenteen voimasuureet pysyvät tasapainossa, tulee liittorakenteeseen lisätä puristava voima $-\Delta N_{cc}$, joka sijaitsee elementin betonin painopisteessä ja momentin ΔM_{cc} vastamomentti $-\Delta M_{cc}$

$$-\Delta N_{cc} = -1.256 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$-\Delta M_{cc} = 14.145 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Siirretään $-\Delta N_{cc}$ liittorakenteen painopisteaksellille ja korvataan siirto momentilla

$$M_e := -\Delta N_{cc} \cdot (p_{\alpha} - p_{c1}) = -139.458 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kokonaismomentti virumaerosta

$$\Delta M_{cc.tot} := -(-\Delta M_{cc} + M_e) = 125.312 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Liittorakenteen painopisteeseen vaikuttavat voimasuureet

$$-\Delta N_{cc} = -1.256 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$-\Delta M_{cc.tot} = -125.312 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

4.7.5 Liittorakenteen muodonmuutokset ja jännitykset virumaerosta

Aksiaalinen muodonmuutos painopisteessä

$$\Delta \varepsilon_{cc00} := \frac{-\Delta N_{cc}}{EA_{\alpha}} = -0.013 \cdot \%$$

Käyritymä

$$\Delta \psi_{cc0} := \frac{-\Delta M_{cc.tot}}{EI_{\alpha}} = -0.15 \cdot \frac{\%}{\text{m}}$$

Muodonmuutokset ja jännitykset eri kohdissa

$$\text{Kokonaismuodonmuutos} \quad \varepsilon_{ctot} := \Delta \varepsilon_{cc00} + \Delta \psi_{cc0} \cdot y$$

Jännityksiä aiheuttava kimmo­in­en muodonmuutos

$$\varepsilon_{ce} := \varepsilon_{ctot} + [-(\Delta \varepsilon_{cc0} + \Delta \psi_{cc} \cdot y_{c1})]$$

$$\varepsilon_{ce} := \Delta \varepsilon_{cc00} + \Delta \psi_{cc0} \cdot y + [-(\Delta \varepsilon_{cc0} + \Delta \psi_{cc} \cdot y_{c1})]$$

Muodonmuutos syntyy liittorakenteeseen vaikuttavista voimista $-\Delta N_{cc}$ ja $-\Delta M_{cc.tot}$ sekä elementtiin vaikuttavista ΔN_{cc} ja ΔM_{cc} (vain elementin alueella)

y_{c1} on elementin betonin painopiste, eli $\Delta \varepsilon_{cc0}$:n laskentapiste

$$\text{Jännitys} \quad \sigma_c := E_{c\alpha} \cdot \varepsilon_{ce}$$

Elementti

$$\text{Alapinta} \quad y := p_{\alpha} = 160.441 \cdot \text{mm} \quad y_{c1} := p_{c1} = 49.438 \cdot \text{mm}$$

$$\varepsilon_{ca1.tot} := \Delta \varepsilon_{cc00} + \Delta \psi_{cc0} \cdot p_{\alpha} = -0.037 \cdot \%$$

$$\varepsilon_{ca1e} := \varepsilon_{ca1.tot} + [-(\Delta \varepsilon_{cc0c} + \Delta \psi_{cc} \cdot p_{c1})] = -2.148 \times 10^{-3} \cdot \%$$

$$\sigma_{ca1.vir} := E_{c1\alpha} \cdot \varepsilon_{ca1e} = -0.46 \cdot \text{MPa}$$

Elementin yläpinta (sauma) $y := p_{\alpha} - h_1 = 60.441 \cdot \text{mm}$ $y_{c1} := p_{c1} - h_1 = -50.562 \cdot \text{mm}$

$$\varepsilon_{cj1.tot} := \Delta\varepsilon_{cc00} + \Delta\psi_{cc0} \cdot (p_{\alpha} - h_1) = -0.022\%$$

$$\varepsilon_{cj1e} := \varepsilon_{cj1.tot} + \left[-\left[\Delta\varepsilon_{cc0c} + \Delta\psi_{cc} \cdot (p_{c1} - h_1) \right] \right] = 0.043\%$$

$$\sigma_{cj1.vir} := E_{c1\alpha} \cdot \varepsilon_{cj1e} = 9.147 \cdot \text{MPa}$$

Pintabetoni

Pintabetonissa ei ole virumaa aiheuttavia jännityksiä ennen liittovaikutusta, joten pintabetonissa ei ole viruman aiheuttamaa pakkovoimaa. Tällöin siis $\Delta\varepsilon_{cc02} := 0$ ja $\Delta\psi_{cc2} := 0$.

Tällöin kokonaismuodonmuutos on sama kuin kimmainen muodonmuutos

Pintabetonin alapinta (sauma) $y := p_{\alpha} - h_1 = 60.441 \cdot \text{mm}$

$$\varepsilon_{cj2.tot} := \Delta\varepsilon_{cc00} + \Delta\psi_{cc0} \cdot (p_{\alpha} - h_1) = -0.022\%$$

$$\varepsilon_{cj2e} := \varepsilon_{cj2.tot} = -0.022\%$$

$$\sigma_{cj2.vir} := E_{c2\alpha} \cdot \varepsilon_{cj2e} = -2.937 \cdot \text{MPa}$$

Yläpinta $y := p_{\alpha} - h_1 - h_2 = -159.559 \cdot \text{mm}$

$$\varepsilon_{cy2.tot} := \Delta\varepsilon_{cc00} + \Delta\psi_{cc0} \cdot (p_{\alpha} - h_1 - h_2) = 0.011\%$$

$$\varepsilon_{cy2e} := \varepsilon_{cy2.tot} = 0.011\%$$

$$\sigma_{cy2.vir} := E_{c2\alpha} \cdot \varepsilon_{cy2e} = 1.474 \cdot \text{MPa}$$

Jännitys punosten kohdalla

$$y := p_{\alpha} - c_p = 120.691 \cdot \text{mm} \quad y_{c1} := p_{c1} - c_p = 9.688 \cdot \text{mm}$$

Kokonaismuodonmuutos

$$\varepsilon_{cp.tot} := \Delta\varepsilon_{cc00} + \Delta\psi_{cc0} \cdot (p_{\alpha} - c_p) = -0.031\%$$

Kimmainen muodonmuutos

$$\varepsilon_{cpe} := \varepsilon_{cp.tot} + \left[-\left[\Delta\varepsilon_{cc0c} + \Delta\psi_{cc} \cdot (p_{c1} - c_p) \right] \right] = 0.016\%$$

$$\sigma_{cp} := E_{c1\alpha} \cdot \varepsilon_{cpe} = 3.359 \cdot \text{MPa}$$

Punosten jännityksen muutos virumaerosta

$$\Delta \varepsilon_{cp} := \varepsilon_{cp,tot} = -0.031\%$$

$$\Delta \sigma_{pcc} := E_p \cdot \varepsilon_{cp,tot} = -60.457 \cdot \text{MPa} \quad \text{Virumasta aiheutuva jännityshäviö}$$

4.7.6 Virumasta aiheutuva taipuma

Virumaa aiheutuu kahdesta eri syystä; esijännityksestä ja rakenteen omista painoista. Näillä on molemmilla omat taipumakertoimet

$$\text{Esijännityksen aiheuttama vakiokäyritymä} \quad \delta_{cp} := \frac{1}{8}$$

Omista painoista (laatta + pintabetoni) aiheutuu paraabelin muotoinen käyritymäjakauma

$$\delta_{cp} := \frac{5}{48}$$

Jaetaan liittorakenteen käyritymä osiin sen mukaan, mistä se syntyy

Esijännitys

$$\Delta \varepsilon_{cc0P} = -0.056\% \quad \Delta \psi_{ccP} = -0.357 \cdot \frac{\%}{\text{m}}$$

$$\Delta N_{ccP} := -\Delta \varepsilon_{cc0P} \cdot E_{c1\Box} \cdot A_{c1} = 1.429 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$\Delta M_{ccP} := -\Delta \psi_{ccP} \cdot E_{c1\Box} \cdot I_{c1} = 16.904 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Sirretään ΔN_{ccP} liittorakenteen painopisteeseen

$$\Delta M_{ccP1} := \Delta M_{ccP} + \Delta N_{ccP} \cdot (p_{\Box} - p_{c1}) = 175.528 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Liittorakenteen muodonmuutokset voimista $-\Delta N_{ccP}$ ja $-\Delta M_{ccP1}$

$$\Delta \varepsilon_{cc00P} := \frac{-\Delta N_{ccP}}{EA_{\Box}} = -0.015\%$$

$$\Delta \psi_{cc0P} := \frac{-\Delta M_{ccP1}}{EI_{\Box}} = -0.21 \cdot \frac{\%}{\text{m}}$$

$$\text{Taipuma} \quad a_{ccP} := \delta_{ap} \cdot \Delta \psi_{cc0P} \cdot L_0^2 = -17.228 \cdot \text{mm} \quad \text{ylöspäin}$$

Laatan + pintabetonin paino

$$\Delta \varepsilon_{cc0g1} + \Delta \varepsilon_{cc0g2} = 0\% \quad \Delta \psi_{ccg1} + \Delta \psi_{ccg2} = 0.656 \cdot \frac{\%}{\text{m}}$$

$$\Delta N_{ccg} := 0$$

$$\Delta M_{ccg} := -(\Delta\psi_{ccg1} + \Delta\psi_{ccg2}) \cdot E_{c1\Omega} \cdot I_{c1} = -31.049 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Liittorakenteen muodonmuutokset voimista $-\Delta N_{ccg}$ ja $-\Delta M_{ccg}$

$$\Delta\varepsilon_{cc00g} := \frac{-\Delta N_{ccg}}{EA_{\Omega}} = 0. \%$$

$$\Delta\psi_{cc0g} := \frac{-\Delta M_{ccg}}{EI_{\Omega}} = 0.037 \cdot \frac{\%}{\text{m}}$$

Taipuma $a_{ccg} := \delta_{ag} \cdot \Delta\psi_{cc0g} \cdot L_0^2 = 2.54 \cdot \text{mm}$ alaspäin

Kokonaistaipuma virumasta $a_{cc} := a_{ccP} + a_{ccg} = -14.689 \cdot \text{mm}$ ylöspäin

Kokonaiskäyritymä virumasta $\Delta\psi_{cc0} := \Delta\psi_{cc0P} + \Delta\psi_{cc0g} = -0.173 \cdot \frac{\%}{\text{m}}$

4.8 Kutistuman ja viruman aiheuttamat jännitykset yhteensä

Elementin alapinta $\Delta\sigma_{ca} := \Delta\sigma_{ca.kut} + \sigma_{ca1.vir} = 0.673 \cdot \text{MPa}$

Elementin yläpinta $\Delta\sigma_{cj1} := \Delta\sigma_{cj1.kut} + \sigma_{cj1.vir} = 9.289 \cdot \text{MPa}$

Pintabet alapinta $\Delta\sigma_{cj2} := \Delta\sigma_{cj2.kut} + \sigma_{cj2.vir} = -1.237 \cdot \text{MPa}$

Pintabet yläpinta $\Delta\sigma_{cy} := \Delta\sigma_{cy.kut} + \sigma_{cy2.vir} = 1.812 \cdot \text{MPa}$

Koska kutistuma- ja viruma-arvot eivät ole absoluuttisen tarkkoja:

- Huomioidaan vain esim. 70% viruman aiheuttamasta puristuksesta, kun tarkastellaan alapinnan vetojännitystä ja halkeilua

- Huomioidaan vain esim. 70 % viruman aiheuttamasta puristuksesta, kun tarkastellaan pintabetonin vetojännityksiä.

Kutistuman ja viruman aiheuttama jännitys alapinnassa:

$$\Delta\sigma_{ca} := \Delta\sigma_{ca.kut} + 0.7 \cdot \sigma_{ca1.vir} = 0.811 \cdot \text{MPa}$$

Kutistuman ja viruman aiheuttama jännitys pintabetonin yläpinnassa:

$$\Delta\sigma_{cy} := \Delta\sigma_{cy.kut} + 0.7 \cdot \sigma_{cy2.vir} = 1.37 \cdot \text{MPa}$$

5. JATKUVUUS

5.1 Yleistä

Rakenteesta on tehty pintabetoniin sijoitetun yläpinnan raudoituksen avulla jatkuva. Kutistuma- ja virumaerojen aiheuttama käyristymä pyrkii tuiella muodostamaan kiertymän. Jos välituki ei ole jatkuva, muodostuu kiertymäero. Jos taas välituki raudoitetaan jatkuvaksi, syntyy tuelle kiertymäeron kumoava pakkomomentti

5.2 Kutistumaerosta aiheutuva tukimomentti

$$\text{Kutistumaeron aiheuttama käyristymä} \quad \Delta\psi_{cs} = 0.046 \cdot \frac{\%}{m}$$

Käyristymä on vakio koko rakenteen pituudella

$$\theta_{Bcs} := \frac{1}{2} \cdot \frac{M}{EI} \cdot L = \frac{1}{2} \cdot \Delta\psi_{cs} \cdot L$$

$$\text{Kiertymä vapaalla tuella} \quad \theta_{Bcs} := \frac{1}{2} \cdot \Delta\psi_{cs} \cdot L_0 = 1.875 \times 10^{-3} \cdot \text{rad}$$

Kiertymän kumoamiseksi tarvittava pakkomomentti

$$M_{Bcs} := 3 \cdot \frac{EI_{cs}}{L_0} (-\theta_{Bcs}) = \frac{-3}{2} \cdot EI_{cs} \cdot \Delta\psi_{cs} = -58.024 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kun M_B ja EI_B lasketaan käyttäen kimmokertoimen arvoa $E_{cB} := \frac{E_{cm}}{1 + \chi \cdot \phi}$, huomioidaan samalla

viruman pienentävä vaikutus

Kentät ovat esijännitetyjä ja tukialueet taas jännittämättömiä teräsbetonirakenteita, jolloin tuet eivät halkeilun vuoksi ole yhtä jäykkä kuin kenttä.

Tämän vuoksi tukimomenttia pienennetään kertoimella 0.7

$$M_{Bcsv} := 0.7 \cdot M_{Bcs} = -40.616 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

5.3 Virumaerosta aiheutuva tukimomentti

$$\text{Kutistumaeron aiheuttama käyristymä} \quad \Delta\psi_{cc0} = -0.173 \cdot \frac{\%}{m}$$

Viruman aiheuttama käyristymä tulee jakaa vielä osiin, sillä osa käyristymästä on esijännityksestä syntynyt koko jänteen mittainen vakiokäyristymä ja osa taas omista painoista syntynyt paraabelin muotoinen käyristymäjakauma.

Esijännityksestä

$$\Delta\psi_{cc0P} = -0.21 \cdot \frac{\%}{m}$$

$$\text{Kiertymä} \quad \theta_{BccP} := \frac{1}{2} \cdot \Delta\psi_{cc0P} \cdot L_0 = -8.508 \times 10^{-3} \cdot \text{rad}$$

Kiertymän neutralisoiva pakkomomentti

$$M_{B_{ccP}} := 3 \cdot \frac{EI_{\square}}{L_0} \cdot (-\theta_{B_{ccP}}) = 263.292 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Edellisessä kappaleessa mainittujen tuen ja kentän jäykkyyssuhteiden vuoksi momenttia pienennetään kertoimella 0.7

$$M_{B_{ccP}} := 0.7 \cdot M_{B_{ccP}} = 184.304 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tasaisesta kuormasta

$$\Delta\psi_{cc0g} = 0.037 \cdot \frac{\%}{\text{m}}$$

Paraabelin muotoinen käyritymä aiheuttaa tuella kiertymän

$$\theta_{B_{ccg}} := \frac{M \cdot L}{3 \cdot EI_{\square}} = \frac{1}{3} \cdot \Delta\psi_{cc0g} \cdot L$$

$$\text{Kiertymä} \quad \theta_{B_{ccg}} := \frac{1}{3} \cdot \Delta\psi_{cc0g} \cdot L_0 = 1.003 \times 10^{-3} \cdot \text{rad}$$

Kiertymän neutralisoiva pakkomomentti

$$M_{B_{ccg}} := 3 \cdot \frac{EI_{\square}}{L_0} \cdot (-\theta_{B_{ccg}}) = -31.049 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Edellisissä kappaleissa mainittujen tuen ja kentän jäykkyyssuhteiden vuoksi momenttia pienennetään kertoimella 0.7

$$M_{B_{ccg}} := 0.7 \cdot M_{B_{ccg}} = -21.735 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Tukimomentti virumaerosta yhteensä} \quad M_{B_{cc}} := M_{B_{ccP}} + M_{B_{ccg}} = 162.57 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Kokonaismomentti kutistuma- ja virumaerosta} \quad M_B := M_{B_{cs}} + M_{B_{cc}} = 121.953 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Positiivinen tukimomentti -> Yläpintaan puristusta

Negatiivinen tukimomentti -> Yläpintaan vetoa

$$\text{Tukimomentista aiheutuva taipuma} \quad a_{MB} := \frac{M_B \cdot L_0^2}{15.6 \cdot EI_{\square}} = 6.138 \cdot \text{mm}$$

5.4 Työsauman leikkausjäännitys kutistumaerosta

$$\text{Pintabetonissa vaikuttava pakkovoima} \quad \Delta N_{cs} = 707.416 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Leikkausjäännitys jakautuu laatan päässä matkalle} \quad z_1 := 3 \cdot \min(h_1, h_2) = 300 \cdot \text{mm}$$

Jännitys oletetaan jakautuvan siten, että rakenteen päässä jännitys on suurin ja etäisyydellä z_1 jännitys on 0.

$$\tau_{\max} := 2 \cdot \frac{\Delta N_{cs}}{z_1 \cdot b} = 3.93 \cdot \text{MPa}$$

Koska kutistuma-arvot voivat olla melko epätarkkoja, käytetään osavarmuuslukuna

$$\gamma_q := 1.5$$

Sauman leikkausrasitus $v_{Ed} := \gamma_q \cdot \tau_{\max} = 5.895 \cdot \text{MPa}$

Työsauman leikkauslujuus

Betonin osavarmuusluku $\gamma_c := 1.5$

Raudoituksen osavarmuusluku $\gamma_s := 1.15$

Pintabetonin lujuus K40 -> C35/45

vetolujuuden laskenta-arvo

$$f_{ctd2} := \frac{0.7 \cdot 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck2}}{\text{MPa}} \right)^{0.667} \cdot \text{MPa}}{\gamma_c} = 1.5 \cdot \text{MPa}$$

Elementin lujuus K80 -> C65/80

vetolujuuden laskenta-arvo

$$f_{ctd1} := \frac{0.7 \cdot 0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck1}}{\text{MPa}} \right)^{0.667} \cdot \text{MPa}}{\gamma_c} = 2.266 \cdot \text{MPa}$$

Kuorilaatan yläpinta on liukuvalettu sileä pinta (SFS-EN-1992-1-1 kohta 6.2.5(2))

Koheesiokerroin $\mu_c := 0.2$ kitkakerroin $\mu := 0.6$

Eurokoodin mukaan työsauman leikkauskestävyys perustuu kitka-koheesiooteoriaan, jossa betonien välinen tartunta vastaa koheesiota ja työsaumaraudoituksen voima aiheuttaa saumapintaan kitkaa.

Vetolujuuden mitoitusarvona käytetään pienempää betonin vetolujuutta

$$f_{ctd} := \min(f_{ctd1}, f_{ctd2}) = 1.5 \cdot \text{MPa}$$

Työsaumaraudoituksen laskentalujuus (FE52C -> myötölujuus 355 MPa)

$$f_{yd} := \frac{355 \text{MPa}}{\gamma_s} = 308.696 \cdot \text{MPa}$$

Pystylenkit, raudoituksen kaltevuus saumaan nähden

$\alpha := 90$ (Kohtisuora) $\sin \alpha := 1$ $\cos \alpha := 0$

Leikkauslujuuden mitoitusarvo SFS-EN-1992-1-1 kaavan 6.25 mukaan

$$v_{Rdi} := c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha)$$

Saamaa vastaan kohtisuora puristusjäännitys $\sigma_n := 0 \text{ MPa}$

Kaavasta ratkaistaan tarvittava raudoitteen määrä, kun tiedetään saumalta vaadittu kestävyys

$$v_{Rdi} := v_{Ed}$$

$$\rho := \frac{v_{Ed} - c \cdot f_{ctd}}{f_{yd}} = 0.018$$

$$\text{Teräsmäärä } A_{sv.kut} := \frac{\rho \cdot b \cdot z_1}{2} = 3262.545 \cdot \text{mm}^2$$

=> Vanhan suunnitelman mukaan pintavalun sisään valetut IPE-palkit ovat alalaipastaan teräslevyvaarnoilla kiinni elementissä koko matkaltaan. Huomioidaan kuitenkin vain EC:n mukaiselta matkalta z. Vaarojen lisäksi kuorilaatasta tulee palkin päissä 4-leikkeiset harjaterästartunnat 6T12

Vaarojen + harjaterästen pinta-ala

$$A_{sv} := (60 \text{ mm} \cdot 8 \text{ mm}) \cdot 4 \cdot 2 + 6 \cdot 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 6554.336 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Käyttöaste } \frac{A_{sv.kut}}{A_{sv}} = 49.777\%$$

6. Taivutuskestävyys

6.1 Periaate

Murtorajatilassa liittorakennetta voidaan käsitellä monoliittisena rakenteena. Edellytyksenä on, että työsauma kestää koko leikkausvoiman sisältäen liittorakenteelle tulevan hyötykuorman ja omat painot.

Tehollinen korkeus d lasketaan kuten tavanomaisilla teräsbetonirakenteilla, vetoraudoituksen keskiön etäisyys puristettun osan yläpintaan.

Tehollinen korkeus on kuitenkin riippuvainen paikallavalun toleransseista, joten liittorakennetta tulee käsitellä kokonaisuudessaan 2-luokan rakenteena.

6.2 Poikkileikkaus ja lujuudet

$$\text{Tehollinen korkeus } d := h_1 + h_2 - c_p = 280.25 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Puristuspinnan leveys } b = 1200 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Betoni } \gamma_c = 1.5 \quad (2\text{-luokka})$$

$$\text{Paikallavalu } f_{cd2} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck2}}{\gamma_c} = 19.833 \cdot \text{MPa}$$

Elementti $f_{cd1} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck1}}{\gamma_c} = 36.833 \cdot \text{MPa}$ Tätä tarvitaan vain, jos puristus­pinta ulottuu elementtiin asti

Teräspalkki

$f_{sd} := 355 \text{MPa}$ Teräksen FE52C myötö­lujuus

$A_s = 4.79 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$ Teräspalkkien poikkiala

Jän­ne­teräs St 1550/1770 $\gamma_s = 1.15$ (2-luokka)

0.1-raja $f_{po.1k} := 1550 \text{MPa}$

Laskentalujuus $f_{pd} := \frac{f_{po.1k}}{\gamma_s} = 1347.826 \cdot \text{MPa}$

Murtolujuus $f_{pk} := 1770 \text{MPa}$

Myötövenymä $\epsilon_{yd} := \frac{f_{pd}}{E_p} = 0.691 \cdot \%$

Murtovenymä $\epsilon_{uk} := 3.5\%$ (Tuotekohtainen lähtötieto?)

Maksimivenymä $\epsilon_{ud} := 2.0\%$ (Tuotekohtainen lähtötieto?)

Jännitys maksimivenymällä $f_{pdmax} := f_{pd} + \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_s} - f_{pd} \right) \cdot \frac{(\epsilon_{ud} - \epsilon_{yd})}{(\epsilon_{uk} - \epsilon_{yd})}$

Kimmokerroin $E_p = 195000 \cdot \text{MPa}$

Punos­määrä 18 $\phi_{p7} 12,5$ $A_p = 1.674 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$

6.3 Laskentakuormat

Elementin paino $g_1 = 10.943 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Pintabetonin paino $g_2 = 18.073 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Korotuslattiarakenne kantavan laatan päällä $g_3 := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_0 = 16.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Hyötykuorma $q := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_0 = 40.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

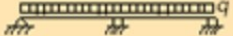
Kuormien osavarmuusluvut: Pysyvä kuorma $\gamma_g := 1.15$

Muuttuva kuorma $\gamma_q = 1.5$

Laskentakuorma $p_{d1} := \gamma_g \cdot (g_1 + g_2) = 33.367 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$$p_{d2} := \gamma_g \cdot (g_{1.1} + g_{2.1} + g_3) + \gamma_q \cdot q = 101.707 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Käytetään 2-aukkosen palkin taivutusrasitusten laskennan yksinkertaistamiseksi oheisia taulukkokaavoja.

	Momentti		
	M_{AB}	M_B	M_{BC}
	0,070	-0,125	0,070

Momentti laskentakuormasta $M_{Ed.kenttä} := \frac{p_{d1} \cdot L_0^2}{8} + 0.07 \cdot p_{d2} \cdot L_0^2 = 740.764 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

$$M_{Ed.tuki} := -0.125 \cdot p_{d2} \cdot L_0^2 = -834.127 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

6.4 Jänneteräksen jännitys-venymäyhteys, vaakasuora

Lasketaan ensin olettaen, että teräksen jännitys-venymäkäyrä on myötäämisen jälkeen vaakasuora, jolloin jännitys rajataan arvoon f_{pd}

$$N_s := f_{pd} \cdot A_p = 2256.261 \cdot \text{kN}$$

Betonin puristusresultantti $N_c := N_s$

Tarvittava puristuspinnan tehollinen korkeus $y_{\text{eff}} := \frac{N_c}{b \cdot f_{cd2}} = 94.801 \cdot \text{mm} \quad y < h_2 = 220 \cdot \text{mm}$

=> Puristuspinnan korkeus on nyt pienempi kuin pintabetonin korkeus, joten se ei ulotu elementin yläosaan => voidaan siirtyä kohtaan "Betonin puristusresultantin sijainti yläreunasta"

Puristusresultantti pintabetonissa $N_{c2} := (b \cdot h_2) \cdot f_{cd2} = 5236 \cdot \text{kN}$

Elementille jäävä osuus $N_{c1} := N_c - N_{c2} = -2979.739 \cdot \text{kN}$

Tarvittava puristuspinnan korkeus elementissä $y_1 := \frac{N_{c1}}{b \cdot f_{cd1}} = -67.415 \cdot \text{mm}$

Puristuspinnan tehollinen korkeus $y = y_1 + h_2$ paitsi nyt kun $y < h_2$

Puristus­pinnan korkeus $\lambda := 0.8$ $x := \frac{y}{\lambda} = 118.501 \cdot \text{mm}$

Betonin puristus­resultantin sijainti ylä­reunasta

$$\eta x := \frac{N_{c2} \cdot \frac{h_2}{2} + N_{c1} \cdot \left(h_2 + \frac{y_1}{2} \right)}{N_c} = 9.244 \cdot \text{mm}$$

Momenttivarsi $z := d - \eta x = 271.006 \cdot \text{mm}$

Taivutuskestävyys $M_{Rd} := N_s \cdot z = 611.46 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Lisätään vielä IPE-palkkien taivutus­vastuksen tuoma lisä­kapasiteetti.
Liittovaikutusta ei tässä huomioida laskennan yksinkertaistamiseksi ja laskenna varmuuden parantamiseksi

$$W_y := 166 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 2 = 3.32 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

$$M_{Rd.ipe} := f_{sd} \cdot W_y = 117.86 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Käyttöaste $\frac{M_{Ed.kenttä}}{M_{Rd} + M_{Rd.ipe}} = 101.6\%$

Laskelmassa ei huomioitu teräspalkkien liittovaikutusta betonin kanssa tai jännepunosten aiheuttamaa esijännitys­voimaa teräspalkeissa, joka jännittää palkkeja ylöspäin.
Lasketaan kuinka paljon teräspalkkien esijännitys lisää niiden taivutus­kapasiteettia alaspäin

Lasketaan rakenteen esijännitys­voimasta aiheutuvan käyritymän muodostama palkkien taivutus­momentti

$$M_{P.IPE} := \psi_P \cdot E_s \cdot I_s = -12.897 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd.ipe} := f_{sd} \cdot W_y - M_{P.IPE} = 130.757 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Käyttöaste $\frac{M_{Ed.kenttä}}{M_{Rd} + M_{Rd.ipe}} = 99.8\%$

Betonin puristuma $\epsilon_c := -0.35\%$

Jänneteräksen lisävenymä $\Delta\varepsilon_s := \varepsilon_c \cdot \frac{x-d}{x} = 0.478\%$

Esi­jä­n­ni­ty­sveny­mä $\varepsilon_{p\infty} := \frac{\sigma_{p\infty}}{E_p} = 0.684\%$

Esi­jä­n­ni­ty­ksen lop­pu­tilan­teessa $\sigma_{p\infty} = 1333.333 \cdot \text{MPa}$

Jänneteräksen kokonaisvenymä $\varepsilon_{p.\text{tot}} := \varepsilon_{p\infty} + \Delta\varepsilon_s = 1.161\% < \varepsilon_{ud} = 2\%$

6.4 Jänneteräksen jännitys-venymäyhteys, nouseva

Otetaan huomioon jänneteräksen jännitys-venymäkäyrän nouseva osuus, eli teräksen myötölujittuminen

Lasketaan jännitys venymällä $\varepsilon_{p.\text{tot}} = 1.161\%$

$$f_{pd1} := f_{pd} + (f_{pd\text{max}} - f_{pd}) \cdot \frac{(\varepsilon_{p.\text{tot}} - \varepsilon_{yd})}{\varepsilon_{ud} - \varepsilon_{yd}} = 1379.858 \cdot \text{MPa}$$

Terästen vetovoima $N_s := f_{pd1} \cdot A_p = 2.31 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

Betonin puristusresultantti $N_s := N_s = 2.31 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

Betonin puristusresultantti on sama kuin luvussa 6.3 laskettu

$$N_{c2} = 5236 \cdot \text{kN}$$

Elementin osuus puristusresultantista

$$N_{c1} := N_c - N_{c2} = -2926.118 \cdot \text{kN}$$

Tehollisen puristus­pin­nan korkeus elementissä $v_1 := \frac{N_{c1}}{b \cdot f_{cd1}} = -66.202 \cdot \text{mm}$

Puristus­pin­nan tehollinen korkeus $y=y_1+h_2$ paitsi nyt kun $y<h_2$, jolloin $v := \frac{N_c}{b \cdot f_{cd2}} = 97.054 \cdot \text{mm}$

Puristus­pin­nan korkeus $\lambda := 0.8 \quad x := \frac{y}{\lambda} = 121.317 \cdot \text{mm}$

Betonin puristus­re­sul­tan­tin sijainti ylä­reunasta

$$x := \frac{N_{c2} \cdot \frac{h_2}{2} + N_{c1} \cdot \left(h_2 + \frac{y_1}{2} \right)}{N_c} = 12.586 \cdot \text{mm}$$

Momenttivarsi $z := d - \eta x = 267.664 \cdot \text{mm}$

Taivutuskestävyys $M_{Rd1} := N_s \cdot z = 618.273 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

$$M_{Rd1} + M_{Rd.ipe} = 749.03 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Käyttöaste $\frac{M_{Ed.kenttä}}{M_{Rd1} + M_{Rd.ipe}} = 98.9\%$

Jänneteräksen lisävenymä $\Delta \varepsilon_s := \varepsilon_c \cdot \frac{(x - d)}{x} = 0.459\%$

Jänneteräksen kokonaisvenymä $\varepsilon_{p.tot} := \varepsilon_{p\infty} + \Delta \varepsilon_s = 1.142\% < \varepsilon_{ud} = 2\%$

Tarkistetaan vielä jänneteräksen jännitys venymällä $\varepsilon_{p.tot}$

$$f_{pd1t} := f_{pd} + (f_{pdmax} - f_{pd}) \cdot \frac{(\varepsilon_{p.tot} - \varepsilon_{yd})}{\varepsilon_{ud} - \varepsilon_{yd}} = 1378.549 \cdot \text{MPa}$$

Virhemarginaali $\frac{f_{pd1} - f_{pd1t}}{f_{pd1}} = 0.095\%$

6.5 Tukiraudoituksen kapasiteetti

Mitoitus momentille $M_{Ed.tuki}$, jonka kanssa huomioidaan myös kutistuma- ja virumaerosta aiheutuva tukimomentti M_B

Tukialueen mitoitusmomentti $M_{d.tuki} := M_{Ed.tuki} + M_B = -712.173 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Vanhojen suunnitelmien mukaan yläpinnassa on raudoitus 18T16 k100 ($\phi := 16 \text{mm}$, $n := 18$), joiden betonipeitepaksuus on $e_1 := 8 \text{mm} + 15 \text{mm} = 23 \cdot \text{mm}$

$$A_s := \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 \cdot n = 3619.115 \cdot \text{mm}^2$$

Tehollinen korkeus yläpinnan raudoitukselle

$$d_1 := h_1 + h_2 - e_1 - \frac{\phi}{2} = 289 \cdot \text{mm}$$

Suhteellinen teräsala $\rho_1 := \frac{A_s}{b \cdot d_1} = 0.01$

Mekaaninen raudoitussuhde $\omega_1 := \rho_1 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd2}} = 0.162$

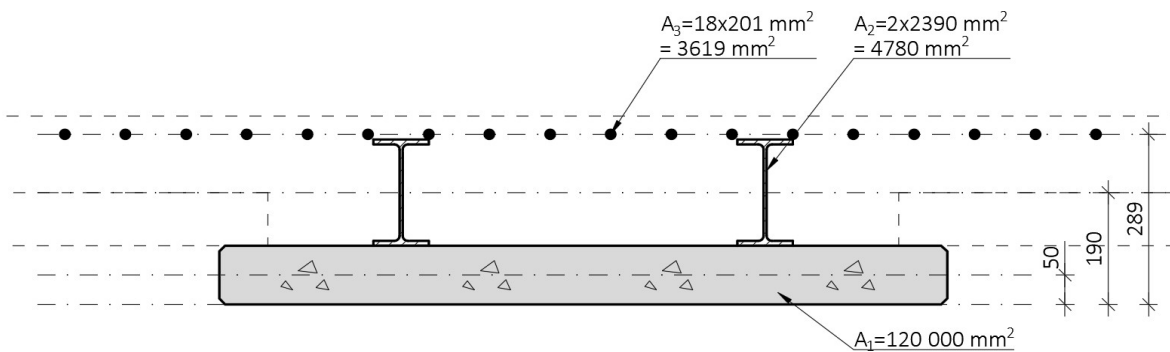
Suhteellinen momentti
$$\mu_1 := \omega_1 \cdot \left(1 - \frac{\omega_1}{2} \right) = 0.149$$

Taivutuskestävyys pelkällä yläpinnan raudoituksella

$$M_{Rd.tuki} := \mu_1 \cdot b \cdot d_1^2 \cdot f_{cd2} = 296.651 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Lasketaan tuen kapasiteetti huomioiden myös teräspalkkien ja betonin liittovaikutus.

Tuella palkin yläpinnassa vetorasituksen ottaa harjaterästangot 18 T16 sekä teräspalkit 2x IPE180. Puristuksen ottaa kokonaisuudessaan teräspalkkien alle jäävä kuorilaattaosa $b \times h = 1200 \times 100$ mm (C65/80)



$$h_{\text{kok}} := h_1 + h_2 = 320 \cdot \text{mm}$$

Rakenneosien pinta-alat

$$A_1 := A_{c1} = 0.118 \text{ m}^2$$

Betonielementti

$$p_1 := h_2 + \frac{h_1}{2} = 270 \cdot \text{mm}$$

$$A_2 = 0.439 \text{ m}^2$$

Pintabetoni

$$p_2 := \frac{h_2}{2} = 110 \cdot \text{mm}$$

$$A_3 := 2 \cdot 2390 \text{ mm}^2 = 4780 \cdot \text{mm}^2$$

IPE-180 palkit

$$p_3 := h_2 - \frac{h_s}{2} = 130 \cdot \text{mm}$$

$$A_4 := 18 \cdot \pi \cdot \left(\frac{16 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 3619.115 \cdot \text{mm}^2$$

Rauditus 18T16

$$p_4 := e_1 + \frac{\phi}{2} = 31 \cdot \text{mm}$$

Staattinen momentti

$$S_1 := A_1 \cdot p_1 = 3.195 \times 10^7 \cdot \text{mm}^3$$

$$S_2 := A_2 \cdot p_2 = 4.83 \times 10^7 \cdot \text{mm}^3$$

$$S_3 := A_3 \cdot p_3 = 6.214 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

$$S_4 := A_4 \cdot p_4 = 1.122 \times 10^5 \cdot \text{mm}^3$$

Hitausmomentti

$$I_1 := \frac{b \cdot h_1^3}{12} = 1 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$b_1 := 1800 \text{ mm}$$

$$I_2 := \frac{b_1 \cdot h_2^3}{12} = 1.597 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Käytettävä leveys? > YP-raudoitteet 1800 mm leveällä

$$I_3 := I_s$$

$$I_4 := 0 \quad \text{Ei huomioida raudoitustankojen jäyhyyttä}$$

Jäykkyydet

Aksiaalinen jäykkyys	$E_{cm1} \cdot A_1 = 4.726 \times 10^3 \cdot \text{MN}$	Elementti
	$E_{cm2} \cdot A_2 = 1.496 \times 10^4 \cdot \text{MN}$	Pintabetoni
	$E_s \cdot A_3 = 1.004 \times 10^3 \cdot \text{MN}$	Teräspalkit
	$E_s \cdot A_4 = 760.014 \cdot \text{MN}$	Raudoitteet
Staattinen momentti	$E_{cm1} \cdot S_1 = 1.276 \times 10^3 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$	Elementti
	$E_{cm2} \cdot S_2 = 1.646 \times 10^3 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$	Pintabetoni
	$E_s \cdot S_3 = 130.494 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$	Teräspalkit
	$E_s \cdot S_4 = 23.56 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$	Raudoitteet
Taivutusjäykkyys	$E_{cm1} \cdot I_1 = 3.994 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$	Elementti
	$E_{cm2} \cdot I_2 = 54.428 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$	Pintabetoni
	$E_s \cdot I_3 = 5.531 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$	Teräspalkit
	$E_s \cdot I_4 = 0 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$	Raudoitteet
Aksiaalinen jäykkyys	$EA_t := E_{cm1} \cdot A_1 + E_{cm2} \cdot A_2 + E_s \cdot A_3 + E_s \cdot A_4 = 2.145 \times 10^4 \cdot \text{MN}$	
Staattinen momentti	$ES_t := E_{cm1} \cdot S_1 + E_{cm2} \cdot S_2 + E_s \cdot S_3 + E_s \cdot S_4 = 3.076 \times 10^3 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$	
Painopisteen etäisyys alhaalta (tai ylhäältä tässä tapauksessa)	$p_t := \frac{ES_t}{EA_t} = 143.387 \cdot \text{mm}$	

Taivutusjäykkyys

Betoniosien taivutusjäykkyys

$$EI_{\text{bet}} := E_{\text{cm1}} \cdot I_1 + E_{\text{cm1}} \cdot A_1 \cdot (p_t - p_1)^2 + E_{\text{cm2}} \cdot I_2 + E_{\text{cm2}} \cdot A_2 \cdot (p_t - p_2)^2 = 150.863 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

Teräsosien taivutusjäykkyys

$$EI_{\text{ter}} := E_s \cdot I_3 + E_s \cdot A_3 \cdot (p_t - p_3)^2 + E_s \cdot I_4 + E_s \cdot A_4 \cdot (p_t - p_4)^2 = 15.311 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

Taivutusjäykkyys yhteensä

$$EI_t := EI_{\text{bet}} + EI_{\text{ter}} = 166.174 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

Taulukko 5.2 Puristettujen teräslaippojen luokitus kun laippojen välit on täytetty betonilla

$0,8 \leq \frac{b_c}{b} \leq 1,0$		
Luokka	Tyyppi	Rajoitus
1	(1) valssattu tai (2) hitsattu	$c/t \leq 9\epsilon$
2		$c/t \leq 14\epsilon$
3		$c/t \leq 20\epsilon$

POIKKILEIKKAUSLUOKAN VALINTA

$$f_y := 355 \text{ MPa}$$

$$\epsilon := \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{f_y}} = 0.814$$

$$b_{\text{ipe}} := 91 \text{ mm} \quad t_w := 5.3 \text{ mm} \quad r := 9 \text{ mm}$$

$$h_{\text{ipe}} := 180 \text{ mm} \quad t_f := 8 \text{ mm}$$

$$c := \frac{b_{\text{ipe}} - t_w - 2 \cdot r}{2} = 33.85 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} < 9 \cdot \epsilon = 1 \quad \rightarrow \text{Laippa kuuluu luokkaan 1}$$

$$d := h_{ipe} - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 146 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{d}{t_w} < 124 \cdot \varepsilon = 1 \quad \rightarrow \text{uuman poikkileikkausluokka on EC:n ehdon mukaisesti } \leq 2$$

PLASTINEN TAIVUTUSKESTÄVYYS TUELLA

Huom!

EC:n ehtojen mukaan plastisuusteoriaa saa käyttää vain maks S355 teräkselle. Siitä huolimatta luvussa "6.2.1.2 *Plastisuusteorian mukainen liittopoikkileikkauksen taivutuskestävyys*", annetaan pienennyskerroin β , jolla taivutuskestävyyttä tulee heikentää jos teräs on luokkaa S420 tai S460. -> Nyt käytetty teräslaatu FE52C vastaa myötölujuudeltaan nykyisten standardien mukaista teräslaatua S355

$$f_{yk} := 500 \text{MPa} \quad (\text{Harjateräs A500HW})$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} \quad \text{Harjateräksen mitoituslujuudessa käytetään EN1992-1-1 mukaista osavarmuutta}$$

$$f_{ck} := 65 \text{MPa}$$

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 36.833 \cdot \text{MPa}$$

$$R_a := A_3 \cdot f_y + A_4 \cdot f_{yd} = 3.27 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$R_c := b \cdot h_1 \cdot f_{cd} = 4.42 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$e_{c.0} := \frac{A_3 \cdot f_y + A_4 \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} = 73.992 \cdot \text{mm} \quad \frac{R_a}{R_c} \cdot h_1 = 73.992 \cdot \text{mm}$$

Liittopoikkileikkauksen neutraaliakseli kulkee siis kuorilaattaelementin ja IPE-palkkien liitoskohdan lähellä -> Plastisuusteorian mukaan IPE ja yläpinnan teräkset vedettyjä ja betoni puristettuna

$$e_{i.a} := p_1 - p_3 = 140 \cdot \text{mm} \quad \text{Teräspalkkien neutraaliakselin ja betonielementin neutraaliakselin välinen etäisyys}$$

$$e_{i.s} := p_1 - p_4 = 239 \cdot \text{mm} \quad \text{Yp raudoitteiden neutraaliakselin ja betonielementin neutraaliakselin välinen etäisyys}$$

Plastisuusteorian mukainen neutraaliakselin sijainti

$$e_i := \frac{A_3 \cdot e_{i.a} + A_4 \cdot e_{i.s}}{A_3 + A_4} = 182.658 \cdot \text{mm}$$

$$M_{pl.Rd} := R_a \cdot \left(e_i + \frac{h_1}{2} \right) - \frac{R_a^2}{2 \cdot R_c} \cdot h_1 = 639.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

EC luku 6.2.1.2 Plastisuusteorian mukainen liittopoikkileikkauksen taivutuskestävyys

$$\chi_{pl} := e_{c,0} = 73.992 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{\chi_{pl}}{h_{\text{kok}}} = 0.231 \quad \text{Arvo on alle } 0,4 \rightarrow \text{voidaan laskea plastisuusteorian mukaan}$$

Jos arvo on yli 0,4 \rightarrow Laskentaa ei voida suorittaa plastisuusteorian mukaan!
 \rightarrow taivutuskestävyys laskettava EC 6.2.1.4 tai 6.2.1.5 mukaan

Käytetty teräksen lujuus on korkeintaan S355

$$\beta := 1$$

$$M_{\text{pl.Rd.eff}} := \beta \cdot \left[R_a \cdot \left(e_i + \frac{h_1}{2} \right) - \frac{R_a^2}{2 \cdot R_c} \cdot h_1 \right] = 639.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

käyttöaste $\frac{|M_{\text{d.tuki}}|}{M_{\text{pl.Rd.eff}}} = 111. \%$

Huom! tukimomentin $M_{\text{d.tuki}}$ laskennan yksikertaistamiseksi 2-aukkoisen palkin molemmat jännevälit on laskettu yhtä pitkinä, vaikka toinen niistä on todellisuudessa 600 mm lyhyempi

7. Lopullinen taipuma

Lasketaan lopuksi kaikki aiemmin lasketut taipumat yhteen, jolloin saadaan rakenteen lopullinen taipuma.

a_{tot} on hyötykuormista ja omista painoista aiheutuva perustaipuma

a_{cs} on kutistumasta aiheutuva taipuma

Δa_{cs} on kutistumaerosta aiheutuva taipuma

a_{cc} on virumasta aiheutuva taipuma

a_{MB} on tukimomentista aiheutuva taipuma

$$a := a_{\text{tot}} + a_{\text{cs}} + \Delta a_{\text{cs}} + a_{\text{cc}} + a_{\text{MB}} = 26.813 \cdot \text{mm}$$

$$a_{\text{sall}} := \frac{L_0}{250} = 32.4 \cdot \text{mm}$$

8. Työsauman leikkauskestävyys

Työsauma mitoitetaan kestävänsä kokonaiskuormaa vastaava leikkausvoima.

Betonin puristusresultantti sauman yläpuolella kohdassa x

$$N_{c2x} := \frac{\beta \cdot M_x}{z} \quad \beta \leq 1$$

Betonin puristusresultantti sauman yläpuolella kohdassa $x-\Delta x$

$$N_{c2\Delta x} := \frac{\beta \cdot M_{\Delta x}}{z}$$

Sauman yläpuolella olevan puristusresultantin muutos Δx :n matkalla

$$\Delta N_{c2} := N_{c2x} - N_{c2\Delta x} = \beta \cdot \frac{M_x}{z} - \frac{\beta \cdot M_{\Delta x}}{z} = \beta \cdot \frac{\Delta M}{z}$$

$$v \cdot b_1 := \frac{\Delta N_{c2}}{\Delta x} = \beta \cdot \frac{\Delta M}{z \cdot \Delta x} = \beta \cdot \frac{V}{z} \quad v := \frac{\beta \cdot V}{b_1 \cdot z}$$

jossa b_1 on sauman leveys

Mitoittava kohta on d :n etäisyydellä tuen reunasta

$$l_{\text{tuki}} := 190 \text{ mm}$$

$$p_d := p_{d1} + p_{d2} = 135.075 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Ed} := p_d \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{l_{\text{tuki}}}{2} - d \right) = 444.26 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Momenttivarsi} \quad z = 267.664 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Taivutuskestävyyttä vastaava puristusresultantti} \quad N_c = 2309.882 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Sauman yläpuolella oleva puristusresultantti} \quad N_{c2} = 5236 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Kerroin} \quad \beta := \frac{N_{c2}}{N_c} = 2.267 \quad \text{kuitenkin } \beta \leq 1$$

$$\beta := 1$$

$$\text{Sauman leveys} \quad b_1 := b = 1200 \cdot \text{mm}$$

Laskennallinen leikkausjännitys saumassa

$$v_{Ed} := \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{b_1 \cdot z} = 1.383 \cdot \text{MPa}$$

Kuorilaataaelementin yläpinta liukuvalettu pinta -> sileä SFS-EN-1992-1-1 6.2.5(2)

$$\text{Koheesiokerroin} \quad c := 0.2 \quad \text{kitkakerroin} \quad \mu = 0.6$$

Vetolujuuden mitoitusarvona käytetään pienempää betonin vetolujuutta

$$f_{ctd} := \min(f_{ctd1}, f_{ctd2}) = 1.5 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Työsaumaraudoituksen laskentalujuus (FE52C)} \quad f_{yk} := f_y = 355 \cdot \text{MPa}$$

Pystylenkit, raudoituksen kaltevuus saumaan nähden

$$\alpha := 90 \quad (\text{Kohtisuora}) \quad \sin \alpha := 1 \quad \cos \alpha := 0$$

Leikkauslujuuden mitoitusarvo SFS-EN-1992-1-1 kaavan 6.25 mukaan

$$v_{Rdi} := c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha)$$

Saumaa vastaan kohtisuora puristusjännitys $\sigma_n := 0 \text{ MPa}$

Kaavasta ratkaistaan tarvittava raudoitteen määrä, kun tiedetään saumalta vaadittu kestävyys

$$v_{Rdi} := v_{Ed}$$

$$\rho := \frac{v_{Ed} - c \cdot f_{ctd}}{f_{yd}} = 3.051 \times 10^{-3}$$

$$\text{Teräsmäärä} \quad A_{sv.ts} := \frac{\rho \cdot b \cdot 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}}{2} = 1830.736 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Määritetään kohta, josta eteenpäin betonin koheesio riittää yksin ilman raudoitusta

$$v_{Rdc} := c \cdot f_{ctd} = 0.3 \cdot \text{MPa}$$

$$x_1 := \frac{v_{Rdc}}{v_{Ed}} \cdot \left(\frac{L_0}{2} - \frac{l_{tuki}}{2} - d \right) = 826.032 \cdot \text{mm}$$

$$f_{yk} := \min(f_{ck1}, f_{ck2}) = 35 \cdot \text{MPa}$$

$$\rho_{w.min} := \frac{0.08 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}}}{f_{yk}} \cdot \text{MPa} = 0.095\%$$

$$A_{sv.min} := \rho_{w.min} \cdot b_i \cdot 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}} = 1135.887 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Kutistusmaeron vaatima rauditus laatan päässä, matkalla $z_1 = 300 \cdot \text{mm}$ $A_{sv.kut} = 3262.545 \cdot \text{mm}^2$

Laatan päässä matkalla z_1 tarvittava työsaumarauditus

$$A_{sv.z1} := \max(A_{sv.ts} \cdot z_1, A_{sv.kut}, A_{sv.min} \cdot z_1) = 3262.545 \cdot \text{mm}^2$$

=> Vanhan suunnitelman mukaan pintavalun sisään valetut IPE-palkit ovat alalaipastaan

teräslevyvaarnoilla (jakoväli $k_v := \frac{120\text{mm} + 80\text{mm}}{2} = 100 \cdot \text{mm}$) kiinni elementissä koko

matkaltaan. Huomioidaan kuitenkin vain EC:n mukaiselta matkalta z . Vaarnojen lisäksi kuorilaatasta tulee palkin päissä 4-leikkeiset harjaterästartunnat 6T12

Vaamojen + harjaterästen pinta-ala

$$A_{sv.Rd} := (60\text{mm} \cdot 8\text{mm}) \cdot \frac{z_1}{k_v} \cdot 2 + 6 \cdot 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{12\text{mm}}{2}\right)^2 = 5594.336 \cdot \text{mm}^2$$

Käyttöaste $\frac{A_{sv.z1}}{A_{sv.Rd}} = 58.319\%$

Välillä $z_1 \dots x_1$ tarvittava työsaumaraudoitus

$$A_{sv.2} := \max(A_{sv.ts}, A_{sv.min}) = 1830.736 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

=> Vanhan suunnitelman mukaan pintavalun sisään valetut IPE-palkit ovat alalaipastaan teräslevyvaamoilla kiinni elementissä koko matkaltaan.

$$z_2 := x_1 - z_1 = 526 \cdot \text{mm}$$

Vaamojen pinta-ala (mm²/m) $A_{sv.Rd2} := (60\text{mm} \cdot 8\text{mm}) \cdot \frac{z_2}{k_v} \cdot 2 = 5049.911 \cdot \text{mm}^2$

Käyttöaste $\frac{A_{sv.2} \cdot 1\text{m}}{A_{sv.Rd2}} = 36.253\%$

9. Betoni-teräs -liittopalkkileikkauksen leikkauskestävyys

EC4 kohta 6.2.2.2 Plastisuusteorian mukainen leikkauskestävyys

Liittopalkkileikkauksen leikkauskestävyys = teräsprofiilin leikkauskestävyys, ellei raudoitettun betonin vaikutusta voida osoittaa.

-> Tarkistetaan siis aluksi teräsprofiilien leikkauskestävyys

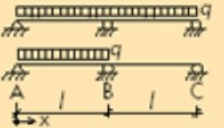

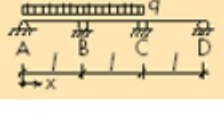
$f_y = 355 \cdot \text{MPa}$ IPE-palkkien lujuusluokka


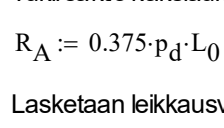
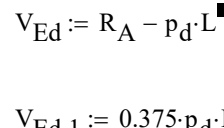
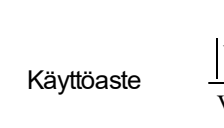
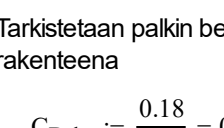
$A_v := 1125\text{mm}^2$ Yhden IPE180 -palkin leikkauspinta-ala

$\gamma_{M0} := 1$

$$V_{pl.Rd} := \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} \cdot 2 = 461.159 \cdot \text{kN}$$

Käytetään laskennan yksinkertaistamiseksi rasiusten laskentaan yksinkertaistettuja taulukkokaavoja.

	Momentti			Tukireaktio			Taipuma	
	M_{AB}	M_B	M_{BC}	R_A	R_B	R_C	w	x
	0,070	-0,125	0,070	0,375	1,250	0,375	0,540	0,42
	0,096	-0,063	-0,025	0,438	0,625	0,063	0,920	0,47

	M_{AB}	M_B	M_{BC}	M_C	M_{CD}	R_A	R_B	R_C	R_D	w	x
		0,080	-0,100	0,025	-0,100	0,080	0,400	0,100	1,100	0,400	0,690
	0,101	-0,050	-0,050	-0,050	0,101	-0,450	0,550	0,550	0,450	0,990	0,48
	-0,025	-0,050	0,075	-0,050	-0,025	-0,050	0,550	0,550	-0,050	0,677	1,50
	-0,072	-0,117	0,053	-0,033	-0,017	-0,383	1,200	0,450	-0,033	0,586	0,43

Tukireaktio kaksiaukkoisen palkin reunatuella on

$$R_A := 0.375 \cdot p_d \cdot L_0 = 410.289 \cdot \text{kN}$$

Lasketaan leikkausvoima keskituen reunalla, eli 190 mm tuen keskeltä:

$$V_{Ed} := R_A - p_d \cdot L \quad L \text{ on tarkastelupisteen etäisyys reunatuella}$$

$$V_{Ed.1} := 0.375 \cdot p_d \cdot L_0 - p_d \cdot (L_0 - 190 \text{mm}) = -658.151 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Käyttöaste} \quad \frac{|V_{Ed.1}|}{V_{pl.Rd}} = 142.717\% \quad \text{Teräspalkit eivät siis yksinään riitä}$$

Tarkistetaan palkin betonipoikkileikkauksen leikkauskestävyys leikkausraudoittamattomana rakenteena

$$C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$d := h_1 + h_2 - c_p = 280.25 \cdot \text{mm}$$

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{mm}}{d}} = 1.845$$

$$\rho_{lw} := \frac{A_p}{b \cdot d} = 4.978 \times 10^{-3}$$

$$V_{Rd.c} := \left[C_{Rd.c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b \cdot d \cdot \left[\frac{s \left(\frac{2}{3} \right)}{\text{kg} \left(\frac{1}{3} \right) \cdot \text{m} \left(\frac{5}{3} \right)} \cdot 10 \text{kN} \right] = 192.997 \cdot \text{kN}$$

Tai leikkausvoiman arvo on kuitenkin vähintään:

$$v_{\min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{\frac{1}{2} \cdot \text{m} \cdot \text{s}}{\text{kg}^{\frac{1}{2}}} \right) = 518.821$$

$$V_{Rd.c.min} := v_{\min} \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{kN} \right) = 174.48 \cdot \text{kN}$$

Tai leikkausvoiman arvo on kuitenkin enintään:

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

$$V_{Rd.max} := 0.5 \cdot b \cdot d \cdot v_{\max} \cdot f_{cd} = 3195.859 \cdot \text{kN}$$

Eli betonipoikkileikkauksen leikkauk­ka­pa­si­tee­tti leikkausraudoittamattomana on:

$$V_{Rd.bet} := \min(\max(V_{Rd.c}, V_{Rd.c.min}), V_{Rd.max}) = 192.997 \cdot \text{kN}$$

Betoniosan ja teräspalkkien yhdistetty leikkauskestävyys olisi tällöin

$$V_{Rd} := V_{Rd.bet} + V_{pl.Rd} = 654.156 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Käyttöaste} \quad \frac{|V_{Ed.1}|}{V_{Rd}} = 100.6\%$$

Tarkistetaan palkin leikkauskestävyys jännitettyinä rakenteena

Jännevoiman etäisyys laatan normaaliakselilta:

$$e := p - e_p = 137.795 \cdot \text{mm}$$

neutraaliakselin sijainti laatan ylä­reunasta

$$y_{\text{ax}} := h_{\text{kok}} - p = 149.701 \cdot \text{mm}$$

$$z_{\text{crit}} := \frac{h_{\text{kok}}}{2} = 160 \cdot \text{mm}$$

Kun origo asetetaan neutraaliakselille, saadaan mitaksi

$$z_c := y - z_{\text{crit}} = -10.299 \cdot \text{mm}$$

Tuen leveys tuki := 380mm

Tarkastelupisteen sijainti, kun etäisyys mitataan keskituen keskeltä

$$x_{\text{ax}} := z_{\text{crit}} + \frac{\text{tuki}}{2} = 350 \cdot \text{mm}$$

Taivutusmomentin suuruus tarkastelupisteessä

$$M_{\text{Ed},x} := 554.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Murtorajatilan leikkausvoima on

$$Q_{\text{Ed}} := 590.73 \text{ kN} - V_{\text{pl},R,d}$$

(Arvosta vähennetty teräspalkkien leikkauskapasiteetti)

Bar / Point (m)	MY (kNm)	FZ (kN)
in point:	x=0,0 (m)	
2 / origin	-768,97	637,63
2 / user x=0,35	-554,01	590,73
2 / end	0,00	-447,76

Nopea jännityksen siirto, hyvä tartunta­tila (valitaan RakMK B4 taulukosta 2.13)

$$k_b := 1.1$$

Etäisyys, jolloin koko ankkurointivoima välittyy poikkileikkaukseen

$$l_{\text{bp}} := \frac{70 \cdot 12.5 \text{ mm}}{k_b} = 795.455 \cdot \text{mm}$$

Esi­jä­nit­ty­svoima jännehäviöiden jälkeen:

$$\Delta P_{\text{csr}} := \Delta \sigma_{\text{p,havio}} \cdot A_p = -103.941 \cdot \text{kN}$$

$$P_{\text{max}} := P_{\infty} = 2232 \cdot \text{kN}$$

$$P_{\text{m,t}} := P_{\text{max}} + \Delta P_{\text{csr}} = 2128 \cdot \text{kN}$$

Esi­jä­nit­ty­ksen suunnittelu­arvo ULS-tilanteessa jännevälin keskellä:

$$\gamma_{\text{P,fav}} := 0.9 \quad \text{Jännepunoksen osavarmuuskerroin}$$

$$P_{\text{d,t}} := \gamma_{\text{P,fav}} \cdot P_{\text{m,t}} = 1915 \cdot \text{kN}$$

Kriittisessä pisteessä vaikuttava jännevoima näin ollen

$$P_{\text{crit}} := \frac{x_1}{l_{\text{bp}}} \cdot P_{\text{d,t}} = 842.711 \cdot \text{kN}$$

$$A_c := h_{\text{kok}} \cdot b - A_3 = 0.379 \text{ m}^2$$

Betonipoikkileikkauksen pinta-ala, teräspalkkien pinta-alat vähennettynä

$$EI_{\text{ax}} := EI_{\text{c}} - E_s \cdot I_s$$

$$I_{\text{bet}} := \frac{EI_{\text{bet}}}{E_{\text{cm1}}} = 1.954 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_y := \frac{-P_{\text{crit}}}{A_c} + \frac{-P_{\text{crit}} \cdot e + M_{\text{Ed},x}}{I_{\text{bet}}} \cdot z_c = -4.531 \cdot \text{MPa}$$

Staattinen momentti:

$$S_c := S_2 - S_s = 4.739 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{mm}^2$$

Arvosta vähennetty teräspalkkien staattinen momentti, sillä nyt tarkastellaan vain betoni­poikkileikkausta

Laatan kokonaisleveys poikkileikkauksessa

$$b_{w,\text{eff}} := b = 1200 \text{ mm}$$

Laatan suunnassa vaikuttava leikkausjännitys

$$\tau_{yz} := \frac{Q_{\text{Ed}} \cdot S_c}{I_{\text{bet}} \cdot b_{w,\text{eff}}} = 2.619 \cdot \text{MPa}$$

Pääjännityksen tarkastus:

$$\sigma_I := \frac{\sigma_y}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_y^2}{4} + \tau_{yz}^2} = 1.198 \cdot \text{MPa} < f_{\text{ctd}} = 1.5 \cdot \text{MPa}$$

Käyttöaste leikkautumiselle:

$$\frac{\sigma_I}{f_{\text{ctd}}} = 79.8\%$$