

Opinnäytetyö (AMK)

Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka, insinööri (AMK)

2019

Atte Hämäläinen

PARVEKELAATAN LAAJENNUKSEN MITOITUS

Atte Hämäläinen

PARVEKELAATAN LAAJENNUKSEN MITOITUS

Opinnäytetyön tavoitteena oli laatia rakennesuunnitelmat sekä riittävät lujuustarkastelut olemassa olevan teräsbetonirakenteisen parvekelaatan ulokelaajennuksen toteutusta varten. Ulokelaajennuksesta oli käytössä arkkitehtisuunnitelmat sekä vanhat rakennesuunnitelmat, joiden perusteella parvekeuloke tuli suunnitella ja mitoittaa. Suunnitelmissa oli huomioitava, että kiinteistö oli asuinkäytössä koko urakka-ajan.

Teräsbetonirakenteinen parvekkeen ulokelaajennus mitoitettiin Eurokoodien mukaisesti. Teräsbetonirakenteiden mitoitus suoritettiin kolmessa eri osassa selkeyttämään mitoitusta. Mitoitus jaettiin kantavaan laattaan, reunapalkkiin sekä pintalaattaan. Mitoituksen yhteydessä käsiteltiin yleisesti betoniraudoituksen valintaan vaikuttavia asioita, joita olivat veto-, leikkaus- ja reunarauditus sekä vaarnatapit. Teräsbetonirakenteita suunniteltaessa tulee ottaa huomioon, minkälaisille ympäristörasituksille betoni altistuu. Ympäristörasituksien lisäksi työssä käsiteltiin yleistasolla myös betonin puristus- ja vetolujuus, rasiusluokat, seuraamusluokat sekä käyttöikä. Teräsbetonilaattaa laajennettaessa tulee olemassa olevasta laatasta paljastaa raudoitusteräket sekä karhentaa betonipinta parasta mahdollista tartuntaa varten. Purkus suunnittelun yhteydessä oli huomioitava, että olemassa olevaa parveke-elementtiä kannattelevat INP-palkit saatetaan joutua purkamaan. Parvekelaatan kantavuuden varmistamiseksi parvekelaatalle mitoitettiin L-teräs korvaamaan mahdollisesti poistuvat tuet. Parvekelaajennus luo lisäkuormaa rakennuksen rungolle, jolloin tulee suorittaa lujuuskapasiteetin tarkastelu paaluperustuksille. Parvekelaajennuksen yhteydessä kiinteistölle tehtiin julkisivusaneeraus, joka huomioitiin paalujen kapasiteettitarkastelussa. Julkisivusaaneeraus ulkoseinärakenne keventyi niin paljon, että se kumosi parvekelaajennuksesta syntyneen lisäkuorman ja näin ollen paaluperustuksien kapasiteetti voitiin todeta riittäväksi.

Mitoitukset tehtiin pääosin käyttäen mitoitushjelmia, joita olivat mm. FEM-Design, Hilti Profis Anchor, Hilti Rebar sekä SKOL-taulukot. Mitoituksia laadittiin myös käsinlaskennalla, joita vertailtiin mitoitushjelmien antamiin tuloksiin.

Mitoituksien vertailussa havaittiin mitoitustavasta riippumatta tuloksien olevan hyvin samanlaiset. Tämän perusteella voitiin todeta, että pienen ulokelaajennuksen mitoittamiseen on turhan työlästä käyttää käsinlaskentaa.

ASIASANAT:

parveke, teräsbetoni, kantavuus, purku, laajennus

Atte Hämäläinen

THE DESIGN OF A BALCONY EXPANSION

The aim of this thesis was to create the structural plans and load capacity examination for a prefabricated balcony slab overhang expansion. The overhang expansion plans were already sketched by an architect. These sketches led the way for the structural plans. As a starting material the old drawings were used to support the new plans. It was essential to consider that the residential building was inhabited during the construction site.

The overhang expansion calculations were executed according to the Eurocodes. Reinforced concretes calculations were divided into three parts to clarify the calculations. The parts were bearing slab, edge beam and surface slab. Carrying out the calculations, the key factors in choosing the right reinforcement for the expansion were taken into consideration. The key factors were shear, tensile and edge reinforcements and tie bars.

Climate stress had to be observed when designing the reinforced concrete structures. This theme was handled on a general level together with concrete shear and tensile strength, exposure and consequence classes as well as the life span of the structure.

When expanding the existing concrete balcony, the reinforcement of the existing slab must be revealed and the concrete surface must be roughened for the best grip. The prefabricated balcony elements were supported by INP-steel beams. Defining the dismantling plans it was discovered that the INP-beams could be removed during the dismantling. To ensure the load capacity of the balcony, L-steel was designed to replace the beam.

Balcony expansion creates extra load for the foundation, which is why the strength capacity of the foundation had to be examined. Loads from the expansion were added to the foundation and it was discovered that the load capacity of the foundation was not adequate. The building contract consisted of 2 parts: balcony expansion and façade renovation. Façade renovation loads were taken into the strength capacity calculations. The façade renovation reduced the overall load on the foundation and the strength capacity was sufficient.

Calculations were mainly completed with automatized programs: FEM-design, Hilti Profis Anchor, Hilti Rebar and SKOL-worksheets. A number of the calculations were completed manually and these results were compared to the results given by the automatized programs.

The calculation comparison presented that the results given by each calculation method was relatively similar. Generally summarized, it is more efficient to use automatized programs only for such of design.

KEYWORDS:

Balcony, reinforced concrete, load capacity, dismantling, expansion

SISÄLTÖ

1 JOHDANTO	7
2 TERÄSBETONIRAKENTEET	8
2.1 Puristuslujuus	8
2.2 Vetolujuus	9
2.3 Rasitusluokat	10
2.4 Seuraamusluokat	11
2.5 Käyttöikä	12
3 TERÄSBETONILAATAT	13
3.1 Yleistä	13
3.2 Yhteen suuntaan kantavat laatat	13
4 MITOITUS	14
4.1 Voimasuureet	14
4.2 Parvekelaatan lisätuenta	16
4.2.1 L-teräksen mitoitus	16
4.2.2 L-teräksen kiinnitys	19
4.3 Laatan vähimmäisraudoitus	21
4.3.1 Taivutusraudoitus	21
4.4 Murtorajatilamitoitus	26
4.4.1 Taivutusmitoitus	27
4.4.2 Leikkausmitoitus	31
4.4.3 Vaarnatapit	32
4.4.4 Vanhan parvekelaatan mitoitus	33
4.5 Käyttörajatilamitoitus	36
4.5.1 Taipumat	36
4.5.2 Halkeamaleveydet	38
4.6 Perustusten lujuuskapasiteetin tarkastelu	42
5 YHTEENVETO	45
LÄHTEET	47

LIITTEET

- Liite 1. Kantavan laatan raudoitus.
- Liite 2. Kantavan laatan palkkiraudoitus.
- Liite 3. Vaarnatappien mitoitus käsinlaskennalla.
- Liite 4. Vaarnatappien mitoitus HILTI Rebar.
- Liite 5. Halkemaleveyden rajatila.
- Liite 6. Taipumarajatila.
- Liite 7. L-teräksen mitoitus.
- Liite 8. L-teräksen pulttiliitos.
- Liite 9. Perustusten lujuuskapasiteetin tarkastelu.
- Liite 10. Moduulilinjan 31 anturakuorma.
- Liite 11. FEM-Design mitoitus.
- Liite 12. Olemassa olevan parvekelaatan taivutus- ja halkeilumitoitus.

KAAVAT

Kaava 1. Puristuslujuuden keskiarvo.	9
Kaava 2. Puristuslujuuden mitoitusarvo.	9
Kaava 3. Betonin vetolujuus Eurokoodin mukaan.	9
Kaava 4. Ominaislujuus, 5%:n alarajanarvo ja 95%:n yläraja-arvo.	10
Kaava 5. Betonin vetolujuus.	10
Kaava 6. L-teräksen mitoituksessa käytettäviä arvoja.	17
Kaava 7. L-teräksen vaadittava taivutusvastus.	17
Kaava 8. L-teräksen taivutusvastus- ja kestävyys.	18
Kaava 9. L-teräksen käyttöaste.	18
Kaava 10. Ankkureille tulevat rasitusvoimat.	20
Kaava 11. Laatan vähimmäisraudoituksen määrä.	22
Kaava 12. Tankovälin minimiarvo maksimimomentin alueella.	23
Kaava 13. Pääraudoituksen minimitankoväli.	23
Kaava 14. Jakoraudoituksen määrä.	24
Kaava 15. Tukiraudoituksen määrä.	25
Kaava 16. MRT-mitoituksen lähtötiedot.	27
Kaava 17. Suhteellinen momentti.	27
Kaava 18. Tasapaino-raudoituksen suhteellisen momentin tarkastus.	28
Kaava 19. Tehollisen puristuspuunnan suhteellinen korkeus.	28
Kaava 20. Vetoraudoituksen pinta-ala pinta-alayksikköä kohden.	28
Kaava 21. Vähimmäisraudoitusvaatimuksen tarkastus.	29
Kaava 22. Tankoväli.	29
Kaava 23. Maksimitankovälin tarkastus.	29
Kaava 24. Jakoraudoituksen lähtötiedot.	30
Kaava 25. Vähimmäistankoväli jakoraudoitukselle.	30
Kaava 26. Leikkausraudoittamaton laatta.	31
Kaava 27. Vaarnatappien k-jako.	32
Kaava 28. Vanhan laatan taivutusraudoitus.	33
Kaava 29. ω - ja β -arvot vanhalle laatalle.	34
Kaava 30. Vanhan laatan momenttikestävyys.	34
Kaava 31. Mitoitusmomentti vanhalle laatalle.	34

Kaava 32. Vanhan laatan käyttöaste muuttuville kuormille.	35
Kaava 33. Vanhan laatan halkeilumitoitus.	35
Kaava 34. Sallittu taipuma.	37
Kaava 35. Taipumarajatila.	38
Kaava 36. Halkeilutarkastelun lähtötiedot.	39
Kaava 37. Materiaaliominaisuuksien laskenta-arvoja.	39
Kaava 38. Käyttörajatilan kuormitusyhdistelmät.	40
Kaava 39. Halkeamatilan rajatila ja raudoituksen jännitys.	40
Kaava 40. Parvekkeen kuorma perustuksille.	42
Kaava 41. Parvekkeiden aiheuttama kokonaiskuorma perustuksille.	43
Kaava 42. Elementtikuormat modulilinjalle 31.	43
Kaava 43. Uusien julkisivuelementtien aiheuttama kuorma modulilinjalle 31.	43
Kaava 44. Perustusten kuormamuutos.	44

KUVAT

Kuva 1. Asuinrakennuksen runko- ja julkisivurakenteiden rasitusluokat.	11
Kuva 2. Parvekelaatan rakennekerrokset.	15
Kuva 3. L-teräksen sijoitus parvekelaatan alla.	16
Kuva 4. L-teräksen ankkuroinnin rasitukset.	17
Kuva 5. L-teräksen ankkuroinnin rasitukset.	19
Kuva 6. Vapaan tuenraudoitus.	24

TAULUKOT

Taulukko 1. Betonin lujuusluokat.	8
Taulukko 2. Suuntaa-antavia suosituksia rakennusten ja rakennusosien käyttöiän valintaan. Ylimpänä oleva arvo on ensisijainen suositus.	12
Taulukko 3. Rakennusten välipohjien, parvekkeiden ja portaiden hyötykuormat, pinta- alakuormana q_k ja pistekuorma Q_k .	14
Taulukko 4. Työssä käytettävät voimasuureet.	15
Taulukko 5. Tankovälisäännöt, kahdesta arvosta pienempi on määrävä.	23
Taulukko 6. Kuormien yhdistely murtorajatilassa.	26
Taulukko 7. Tasapainoraudoituksen mukaiset β_{bd} ja μ_{bd} .	28
Taulukko 8. Kertoimen K arvot erilaisille rakennejärjestelmille ja suhteen L/d arvoja betonin lujuuksille ja raudoitussuhteille.	37
Taulukko 9. Halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämät tangon enimmäishalkaisijat.	41
Taulukko 10. Halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämä tankojaon enimmäisarvo.	41

1 JOHDANTO

Tämän opinnäytetyön on tarkoituksena luoda rakennesuunnitelmat ja kantavuustarkastelut teräsbetonirakenteisen parvekelaatan ulokelaajennuksen toteutusta varten. Työssä syvennyttään teräsbetonirakenteiden murto- ja käyttörajatila mitoitukseen sekä määräykseen. Opinnäytetyön tilaajana toimii Sitowise Oy. Opinnäytetyö on osa yrityksen asiakasprojektia, jossa parvekelaattojen laajennus toteutetaan. Kohteena on asunto-osakeyhtiön viisikerroksinen kerrostalo, joka on asuinkäytössä myös tulevan muutostyön aikana. Asunto-osakeyhtiön kerrostalo sijaitsee Turun Ispoisissa.

Työn aihe on hyvin ajankohtainen, koska Suomen rakennuskanta vanhenee vuosi vuodelta ja parvekkeiden korjaustarpeet lisääntyvät jatkuvasti. Olemassa olevan parvekkeen kunnostamisen yhteydessä parvekeulokkeen luonti on kustannustehokas ratkaisu lisäämään asuntojen sekä koko kiinteistön arvoa ja asumismukavuutta.

Asiakasprojektiin liittyy myös kiinteistössä suoritettava julkisivusaneeraus. Julkisivusaneeraus otetaan huomioon perustusten lujuuskapasiteetin tarkastelussa. Opinnäytetyön pohjalta pyritään määrittämään tilaajaorganisaatiolle yhtenevät mitoittavat sekä ohjeistus parvekelaatta laajennuksien suunnitteluun.

Opinnäytetyössä käsitellään teräsbetonirakenteita yleisesti, teräsbetonilaatan halkeama- ja taipumakestävyyttä, ankkurointi raudoituksen ja parvekkeiden työaikaisten tukien leikkauskestävyyttä sekä perustusten kantavuuden riittävyyttä lisääntyville kuormille.

2 TERÄSBETONIRAKENTEET

Teräsbetonirakenne on hyvä valinta kantavien rakenteiden materiaaliksi, koska betoni antaa puristuskestävyyttä ja suojaa teräksiä korroosiolta, kun taas betoniteräs antaa veto- ja taivutuskestävyyttä betonille. Ne toimivat hyvin yhdessä ja niistä on mahdollista luoda todella vahvoja kantavia rakenteita. Teräsbetonin tärkein edellytys on betonin ja teräksen välinen tartunta. Ilman materiaalien välistä tartuntaa molemmat materiaalit toimivat omina rakenteinaan. Betonin ja teräksen lämpölaajeneminen on hyvin samankaltaista, joten lämpölaajenemisesta ei synny materiaalien välisiä voimia.

2.1 Puristuslujuus

Teräsbetonin puristuslujuus tulee betonista, kuten aiemmin on esitetty. Betonin puristuslujuuden arvo määräytyy standardisoidun lieriö- ja kuutiokokeen perusteella. Lieriökokeeessa koekappaleen halkaisija tulee olla 150 mm ja pituus 300 mm. Vastavasti kuutiokokeessa koekappaleen sivun tulee olla 150 mm. Kokeen perusteella saadulle puristuslujuudenarvolle käytetään Suomessa varmuuskerrointa $\alpha_{cc} = 0,85$, koska lujuusarvot ovat todellisuutta suuremmat lyhyen kuormitusajan takia. Eurokoodin mukaan lujuusluokat ilmoitetaan kirjaimella C (= cylinder) ja numeroyhdistelmällä $f_{ck}/f_{ck,cube}$ (lieriölujuus/kuutiolujuus). (Suomen Betoniyhdistys ry 2015, 37.) Lujuusmerkintä C25/30 tarkoittaa, että koekappaleen lieriölujuus on 25 MPa ja kuutiolujuus on 30 MPa. Lujuudet ovat ominaisarvoja.

Taulukko 1. Betonin lujuusluokat (Suomen Betoniyhdistys ry 2015, 37).

Lujuusluokka	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50
Lujuusluokka	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
f_{ck} (MPa)	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	55	60	67	75	85	95	105

Eurokoodissa muiden materiaaliominaisuuksien perustana käytetään koekappaleesta mitattua lujuusluokkaa ja puristuslujuuden ominaisarvoa. Puristuslujuuden keskiarvo saadaan kaavalla

$$f_{cm} = f_{ck} + 8MPa$$

Kaava 1. Puristuslujuuden keskiarvo (Suomen Betoniyhdistys ry 2015, 38).

Puristuslujuuden mitoitusarvo kaavasta

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

jossa γ_c = betonin materiaaliosavarmuusluku
 α_{cc} = betonin puristuslujuuskerroin, Suomessa käytetään arvoa 0,85

Kaava 2. Puristuslujuuden mitoitusarvo (Suomen Betoniyhdistys ry 2015, 38).

2.2 Vetolujuus

Teräsbetonin pääosainen vetolujuus tulee raudoitteista, mutta myös betonilla on vähäistä vetolujuutta. Mitoituksessa betonin vetolujuus on noin 5-8 % puristuslujuudesta, C12/15 8 %, C90/105 5%. Betonin vetolujuudelle on annettu Eurokoodissa kaavat joista sen voi laskea.

$$f_{ctm} = 0,30MPa \cdot \left(\frac{f_{ck}}{MPa}\right)^{2/3} \quad \text{kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,12MPa \cdot \ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{10MPa}\right) \quad \text{kun } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

Kaava 3. Betonin vetolujuus Eurokoodin mukaan (Suomen Betoniyhdistys ry 2015, 38).

Kaavoista saatava lujuus on lujuusluokan mukainen vetolujuuden keskiarvo. Ominaislujuudet saadaan 5 % ja 95 % kaavoista:

$$f_{ctk,0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctk,0,95} = 1,3 \cdot f_{ctm}$$

Kaava 4. Ominaislujuus, 5%:n alarajanarvo ja 95%:n yläraja-arvo (Suomen Betoniyhdistys ry 2015, 38).

Betonin vetolujuuden mitoitusarvo saadaan kaavasta

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$$

jossa γ_c = betonin materiaaliosavarmuusluku

α_{ct} = betonin vetolujuuskerroin, Suomessa käytetään arvoa 1,00

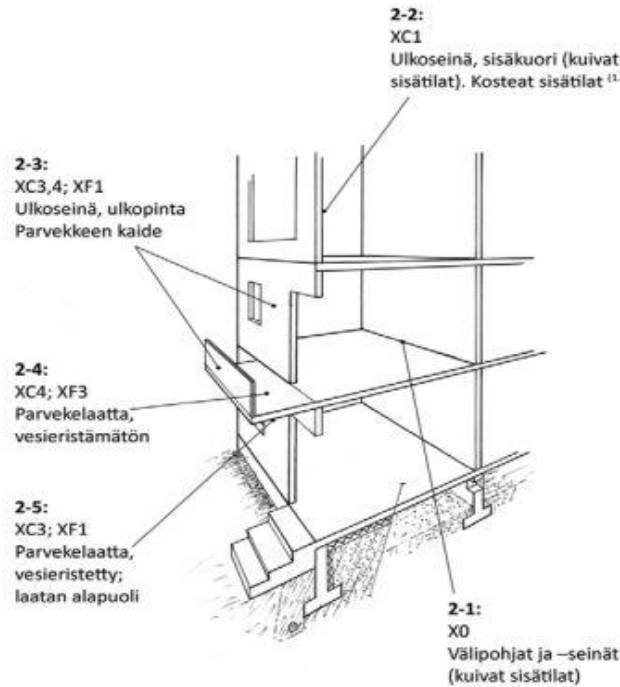
Kaava 5. Betonin vetolujuus (Suomen Betoniyhdistys ry 2015, 39).

2.3 Rasitusluokat

Betonirakenteissa rasitusluokat on valittava mahdollisimman tarkasti ympäröivien todellisten olosuhderasituksien mukaan. Rasitusluokan valinnassa tulee olla tarkkana, koska ylimitoitettuna rasitusluokat voivat aiheuttaa betonin muiden ominaisuuksien heikkene mistä ja vähentää betonirakenteen laatua. Ylimitoituksen johdosta vaadittava minimibetonipeite, halkeiluriski ja rakentamisen kustannukset voivat muun muassa kasvaa tarpeettoman suuriksi.

Oikeaa rasitusluokkaa valittaessa yleisesti ei yksi rasitusluokka täytä rakenteen vaativaa olosuhderasituksien tasoa. Suomen Betoniyhdistys ry on tehnyt

rasitusluokkayhdistelmien valinnasta yksinkertaistettuja valintakaavioita, jotka helpottavat oikean rasitusluokan tai rasitusluokkayhdistelmän valinnassa (kuva 1).



Kuva 1. Asuinrakennuksen runko- ja julsivurakenteiden rasitusluokat (Suomen Betoni-yhdistys ry 2016, 56).

2.4 Seuraamusluokat

Rakennukset ja rakenteet jaetaan kolmeen eri seuraamusluokkaan mahdollisten vaurioiden ja vikojen aiheuttamien seurausten perusteella. Seuraamusluokat ovat CC1, CC2 ja CC3.

Rakennukset ja rakenteet joiden vaurioitumisella on vähäiset seuraamukset kuuluvat luokkaan CC1. Vastaavasti jos rakenteiden vaurioitumisella tai vialla on keskiuuria seuraamuksia, kuuluvat ne luokkaan CC2, ja vakavia seuraamuksia aiheuttavat rakenteet kuuluvat luokkaan CC3. Jokaiselle seuraamusluokalle on määritetty kuormakerroin K_{FI} , joita käytetään rakenneosien mitoituksessa. Kuormakertoimet K_{FI} :

- CC1 $K_{FI} = 0.9$
- CC2 $K_{FI} = 1.0$
- CC3 $K_{FI} = 1.1$

2.5 Käyttöikä

Betonin käyttöiän valintaan ei ole yleispätevää ohjetta, vaan käyttöikää käsitellään tapauskohtaisesti riippuen rakennusosasta. Käyttöikäsuunnittelussa työn tilaaja valitsee tavoitekäyttöiän, jonka perusteella suunnittelija päättää suunnittelukäyttöiän. Rakennusosille on määritelty käyttöikäsuosituksia, joiden perusteella suunnittelukäyttöikä voidaan valita. Periaatteena on, että vaikeammille ja kalliimmille rakennusosille käyttöikä on suurempi kuin helposti vaihdettavilla ja halvemmilla osilla. Rakennuksien runkorakenteet sekä perustukset luokitellaan vaikeisiin rakennusosiin, jolloin näiden rakennusosien suunnittelukäyttöikä tulee olla vähintään koko rakennuksen käyttöiän verran, joka on yleisesti 100 vuotta.

Erikoistapauksissa kun käyttöikä on 200 vuotta, kuten museoissa tai muussa merkittävässä julkisessa rakennuksessa, tulee huomioida liittyvien rakenteiden käyttöikä. Liittyviksi rakenteiksi voidaan ajatella esimerkiksi eristeet. Tämän kaltaisessa tilanteessa tulee huomioida rakenne sellaiseksi, että eristeet saadaan käyttöiän päätyttyä vaihdettua suhteellisen helpoin keinoin (taulukko 2).

Taulukko 2. Suuntaa-antavia suosituksia rakennusten ja rakennusosien käyttöiän valintaan. Ylimpänä oleva arvo on ensisijainen suositus (Suomen Betoniyhdistys ry 2016, 32).

	Normaali asuin- tai toimisto- rakennus	Asuin- tai toimisto- rakennus, 100 v	Julkinen, erikois- rakennus (1)	Halli- tai teollisuus- rakennus	Pysäköinti- talo
Rakennus	50 v	100 v	200 v	50 v	50 v
Perustukset	100 v	100 v 200 v	200 v	100 v	100 v
Kantavat sisärakenteet (2)	100 v 200 v	100 v 200 v	200 v	50 v 100 v	50 v 100 v
Kantavat ulkorakenteet	50 v 100 v	100 v	200 v 100 v	50 v	50 v 100 v
Ei-kantavat ulkorakenteet	50 v	100 v	200 v (3) 100 v	50 v	50 v 100 v
Vaakarakenteiden pintakerrokset					25 v (4) 50 v

(1) Esimerkiksi museo tai jokin muu merkittävä julkinen rakennus.

(2) Sisärakenteissa betonilla ei ole vauriomekanismeja, siten käyttöikä voi olla 50...200 vuotta.

(3) Julkisivuissa 200 vuoden käyttöikää rajoittaa myös liittyvien rakenteiden (esim. eristeiden) käyttöiät. Siten rakenteet tulisi tehdä vaihdettaviksi.

(4) Kulutukselle alttiina olevien pysäköintitasojen yläpintojen käyttöikä on rajallinen, ellei kulutuskestävyyttä paranneta esimerkiksi pintasirotteella tai kovabetonikerroksella

3 TERÄSBETONILAATAT

3.1 Yleistä

Laatat ovat yleisesti rakennuksien vaakasuoria rakenteita. Laattoja käytetään väli-, alaja yläpohjina. Laatat siirtävät sitä kuormittavat rasituksen ja oman painon sitä tukeville rakenteille. Laatat kannakoidaan tyypillisesti pilareille, palkeille ja rakennuksen seinille. Laatat toimivat myös usein jäykistävänä rakenteena siirtäen vaakakuormia jäykistävälle pystyrakenteille.

Laattarakenne voidaan toteuttaa eri tavoilla. Tyypillisiä laattarakenteita ovat:

- massiivilaatta
- ripalaatta
- arinalaatta
- kuorilaatta
- ontelolaatta
- liittolaatta. (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 7.)

3.2 Yhteen suuntaan kantavat laatat

Yhteen suuntaan kantavien laattojen mitoitusperiaatteet ovat yleisesti samat kuin taivutetuilla palkeilla, koska laatta taipuu vain yhteen suuntaan sylinteripinnan muotoon. Tämän johdosta voimasuureet ja siirtymät muuttuvat vain jänteen suunnassa. Yhteen suuntaan kantava laatta ja palkki erotetaan toisistaan leveyden ja poikkileikkauksen korkeuden suhteen perusteella. Eurokoodi antaa tälle raja-arvon 5 eli kun leveys on 5-kertainen korkeuteen nähden, luokitellaan rakenne laataksi.

Rakenneteknisesti tämä määrittely on tarpeellista siksi, että leveään palkkiin tulee poikkittaisia rasituksia, taivutusmomenttia ja vetojännityksiä, jos kuorma vaikuttaa vain osalla poikkileikkauksen leveydestä. Laattojen rakenteellisilla ohjeilla huolehditaan, että laatasta on riittävä määrä poikkittaista raudoitusta poikkittaisten rasitusten varalta. (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 9.)

4 MITOITUS

4.1 Voimasuureet

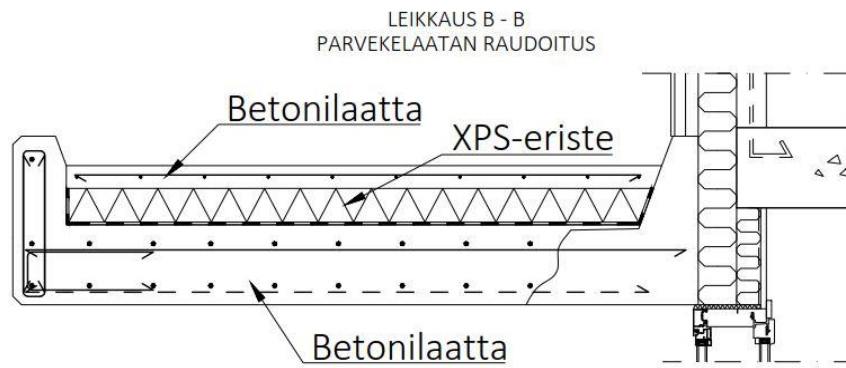
Kuten aikaisemmin mainittu, yhteen suntaan kantaville laatoille voimasuureet lasketaan samalla tavalla kuin palkille. Kun kuormitus on tasaisesti jakautunutta, tulee laatalle taivutusmomenttia vain pääsuunnassa. Jos laatalle tulee pistemäisiä kuormia, taivutusrasituksia esiintyy myös poikittaisessa suunnassa. Näitä taivutusrasituksia ei yleisesti laskea talonrakennuskohteissa, vaan vähimmäisraudoitussääntöjen avulla voidaan varmistaa laatan toiminta poikittaissuunnassa.

Parvekelaattaa mitoitettaessa täytyy laskea laatalle omapaino g_k sekä hyötykuorma q_k . Hyötykuorma saadaan suoraan Ympäristöministeriön asetuksesta (4/16).

Kuormitettujen tilojen luokat	q_k [kN/m ²]			Q_k [kN] (portaat suluissa)
	Väli-pohjat	Portaat	Parvekkeet	
Luokka A Asunto- ja majoitus-tilat	2,0	2,0	2,5	2,0 (2,0*)
Luokka B Toimistotilat	2,5	3,0	2,5	2,0 (2,0)

Taulukko 3. Rakennusten välipohjien, parvekkeiden ja portaiden hyötykuormat, pinta-alkuormana q_k ja pistekuorma Q_k (Ympäristöministeriön asetus 4/16, 2016).

Parvekelaatan omaa painoa laskettaessa tulee huomioida betonin tilavuuspaino, laatan paksuus, leveys ja syvyys sekä materiaalit, jotka kuormittavat laattaa. Työn parvekelaatat koostuivat teräsbetonista sekä xps-eristeestä, jonka tarkoituksena oli korottaa laatan pintakorkeutta ilman ylimääräistä kuormitusta. Arkkitehtisuunnitelmissa oli myös määritettyä kaiteet sekä lasitukset parvekkeille. Näiden kuormat saadaan useimmin suoraan tuotetoimittajalta.



Kuva 2. Parvekelaatan rakennekerrokset.

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

Betonin tilavuuspaino

$$g_{kaide} = 1 \text{ kN/m}$$

Kaidekuorma

$$q_k = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

Hyötykuorma parvekkeelle

$$g_k = 5.3 \text{ kN/m}^2$$

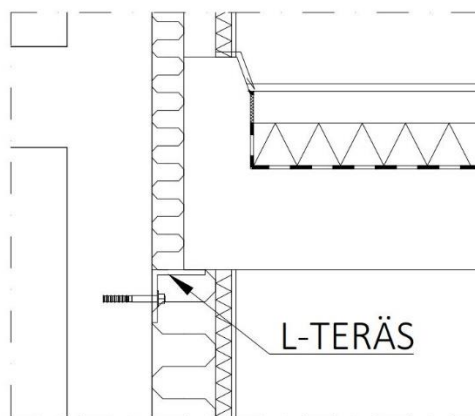
Parvekelaatan kuorma per m²

Taulukko 4. Työssä käytettävät voimasuureet.

4.2 Parvekelaatan lisätuenta

Parvekelaatat olivat tuettuna kahdelle INP-80-palkille. Korjaussuunnittelua tehtäessä tulee varmistaa olemassa olevien rakenteiden riittävyys. Parvekelaatalle määritetyillä kuormilla varmistettiin INP-palkkien leikkauskestävyys muutostyötä varten. Parvekelaatan purkusuunnittelussa varauduttiin siihen, että etureunan kaksi INP-palkkia joudutaan poistamaan. Tästä johtuen leikkauskestävyydestä tarkastelu tehtiin siirtämällä kuormat kahden INP-palkin varaan. PUPAX-mitoitusohjelmaa käyttäen saatiin palkkien käyttöasteeksi 42%, joka osoittaa palkit kantokykyisiksi. Vaikka INP-palkkien kantokyky oli riittävä kannatuksen tasapaino katoaa etuosan palkkien poiston yhteydessä.

Riittävän tasapainon saavuttamiseksi parvekelaatoille määritettiin L-teräs korvaamaan INP-palkki.



Kuva 3. L-teräksen sijoitus parvekelaatan alla.

4.2.1 L-teräksen mitoitus

L-teräksen mitoituksen alussa tulee määrittää teräslaatu, kuormitusala (m^2), parvekelaatan epäkeskisyyden nähdessä sekä linjakuorma teräkselle. Näillä lähtötiedoilla sekä aikaisemmassa vaiheessa esitettyjen kuormien avulla saadaan L-teräkselle lasketua vaadittava taivutusvastus.

$$f_y = 355 \frac{N}{mm^2}$$

Teräksen myötölujuus, teräslaatu S355

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

Varmuuskerroin S355 teräkselle

$$A = 1,15 \text{ m} * 1,6 \text{ m} = 1,84 \text{ m}^2$$

Kuormitusala, yhdelle L-teräkselle

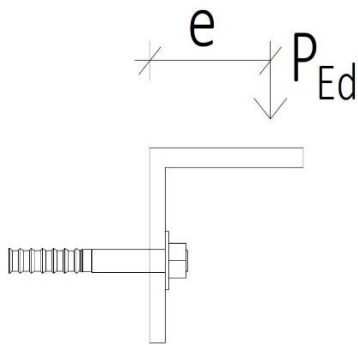
$$e_{tuki} = 70 \text{ mm}$$

Laatan epäkeskisyys L-teräkseen nähden

$$P_{Ed} = 20.2 \text{ kN/m}$$

Linjakuorma teräkselle

Kaava 6. L-teräksen mitoituksessa käytettäviä arvoja.



Kuva 4. L-teräksen ankkuroinnin rasiukset.

L-teräkselle käytettiin reilumpaan kuormitusalaan varmuuden tuomiseksi laskentaan. Oikea kuormitusala olisi ollut neljäsnes koko parvekkeen pinta-alasta A, joka olisi ollut 1,26 m².

$$M_{laiippa} = P_{Ed} * e_{tuki} = 1.42 \text{ kNm}$$

L-teräksen laipan taivutusmomentti

$$W_{vaad} = \frac{M_{laiippa}}{f_y} = (3.989 * 10^3) \text{ mm}^3$$

Vaadittava taivutusvastus

Kaava 7. L-teräksen vaadittava taivutusvastus.

Kun vaadittava taivutusvastus on saatu laskettua tulee suorittaa laskentavertailua, minkä kokoinen L-teräs täyttää taivutusvastuksen arvon. Tämän tilanteen taivutusvastusta laskettaessa osa oletetaan lattateräkseksi, koska kaikki taivutuskuormitus, joka laatasta siirtyy, rasittaa vain L-teräksen ylälaippaa. L-teräs kooksi valittiin 100 x 100 x 10 mm, pituudeksi 600 mm.

$$b = 600 \text{ mm}$$

Kulmaraudan pituus

$$h = 10 \text{ mm}$$

Kulmaraudan korkeus

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = (5 \cdot 10^4) \text{ mm}^4$$

Kulmaraudan ylälaipan jäyhyysmomentti

$$e = \frac{h}{2} = 5 \text{ mm}$$

Poikkileikkauksen neutraaliakselin ja laipan uloimman reunan etäisyys

$$W = \frac{I_y}{e} = (1 \cdot 10^4) \text{ mm}^3$$

Ylälaipan taivutusvastus

$$M_{c,Rd} = \frac{W \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 3,55 \text{ kNm}$$

Ylälaipan taivutuskestävyys

Kaava 8. L-teräksen taivutusvastus- ja kestävyys.

Näiden laskelmien jälkeen voidaan L-teräksen käyttöaste laskea vaadittavaa ja olemassa olevaa taivutusvastusta vertailemalla. Käyttöaste saadaan myös taivutuskestävyyttä ja teräkselle aiheutuvaa taivutusmomenttia vertaamalla.

$$\frac{W_{vaad}}{W} = 0,399 = 39,9\%$$

Käyttöaste taivutusvastuksista

$$\frac{M_{laiippa}}{M_{c,Rd}} = 0,399 = 39,9\%$$

Käyttöaste taivutuskestävyydestä

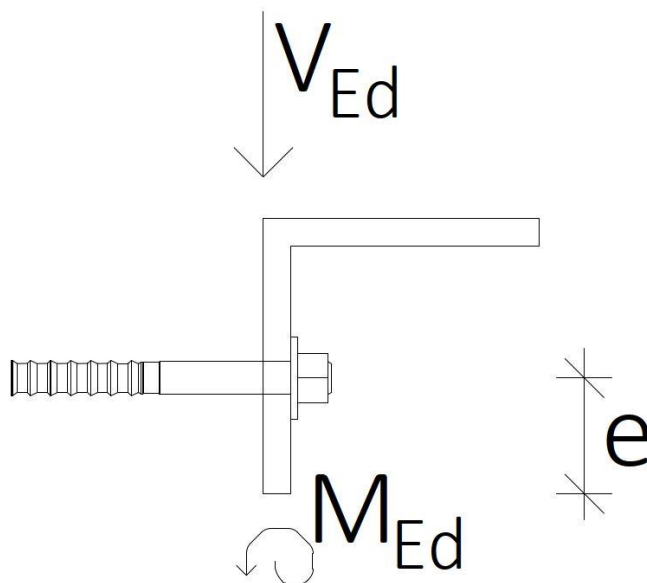
Kaava 9. L-teräksen käyttöaste.

Käyttöasteiden perusteella voitaisiin käyttää pienempääkin terästä, mutta laskennan epävarmuuden takia L-teräksen kokoa ei pienennetä. Mitoituksesta epävarman tekee laskelmissa esitetty e_{tuki} arvo. Tämä arvo on puhdas oletus siitä kuinka paljon laatta kannakoituu L-teräkselle, joten kaikki laskelmissa käytetyt arvot ovat reilusti varmallalla puolella.

4.2.2 L-teräksen kiinnitys

Kiinnikkeiksi oli valittuna kolme kappaletta Hiltin HIT-Z-ankkuria, jotka on määrä kiinnittää kemiallisesti ankkuroimalla Hiltin HIT-HY 200-A injenktointimassalla. L-teräksen mitoitusvaiheessa laskettua linjakuormaa teräkselle voidaan käyttää ankkurin mitoittavana leikkausvoimana. Tällä leikkausvoiman arvolla voidaan määrittää oikea ankkurikoko.

Kiinnikkeiden laskentaa käytettiin Hiltin PROFIS Anchor -ankkuroinnin mitoitusohjelmaa. Ohjelmalle täytyy antaa kuvan 5 mukaiset rasitukset laskentaa varten.



Kuva 5. L-teräksen ankkuroinnin rasitukset.

$$V_{Ed} = P_{Ed} = 20.2 \text{ kN}$$

Leikkausvoima

$$e_{tuki} = 70 \text{ mm}$$

Laatan tukietäisyys

$$e_{kiinnike} = 50 \text{ mm}$$

Pultin tukietäisyys

$$M_{Ed} = P_{Ed} * e_{tuki} = 1.4 \text{ kNm}$$

Momentti

$$F = \frac{V_{Ed} * e_{tuki}}{e_{kiinnike}} = 28.3 \text{ kN}$$

Suora vetovoima

Kaava 10. Ankkureille tulevat rasitusvoimat.

4.3 Laatan vähimmäisraudoitus

Betonin laatu ja betonipeitteen paksuus valitaan säilyvyys-, palonkestävyys- ja tartunta-vaatimusten mukaan samalla tavalla kuin palkeille. Raudoituksen laatuna käytetään tavallisesti kylmämuokattua betoniterästä B500A, koska se soveltuu hitsattujen verkkojen valmistukseen. Kuumavalsattua betoniterästä B500B tulee käyttää silloin, kun halutaan pienentää tukimomenteja tai rakenteelta muuten vaaditaan tavallista suurempaa muodonmuutoskykyä, kuten esimerkiksi väestönsuojissa. (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 11.)

Laatan paksuudenvalinta on tärkeimpiä mitoitustehtäviä, koska paksuus vaikuttaa ratkaisevasti rakenteen kustannuksiin ja laatan rakenteelliseen toimintaan. Laatan paksuudeksi valitaan sellainen, joka täyttää

- ääneneristyksen
- palonkestävyyden
- taivutuskestävyyden ja
- taipuman

asettamat vaatimukset. (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 11.)

Laatan raudoituksen mitoituksessa tulee huomioida betonin lujuusluokka, raudoitusterästen vetolujuus, eurokoodien määrittämät varmuuskertoimet sekä materiaalien ominaisuudet. Laattaraudoitus voidaan tehdä erillisillä tangoilla, valmiilla teräsverkoilla, kaistaraudoitteilla tai kaikkien edellä mainittujen yhdistelmillä.

4.3.1 Taivutusraudoitus

Taivutusraudoitus mitoitetaan suurimpien taivutusmomenttien mukaan. Toteutuskelpoisen raudoitussuunnitelman aikaansaaminen vaatii vielä oman suunnitteluvaiheensa samoin kuin palkin raudoituksen suunnittelussa. Suunnitteluperiaatteet ovat osin samat kuin palkeilla, mutta laattojen raudoituksen suunnittelu sisältää myös vain laatoille sovellettavia periaatteita ja vaiheita. (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 79.)

Laatalle tulee määrittää taivutuksen vähimmäisraudoitus. Laatalle määritetään luvussa 4.3 mainittujen vaatimusten perusteella betonin laatu ja betonipeite sekä raudoituksen

laatu. Näiden valintojen jälkeen voidaan laskea vähimmäisraudoituksen määrä kaavalla 11:

$$A_{s,min} = \max\left(0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} d, 0.0013d\right) \quad \text{Vähimmäisraudoituksen määrä}$$

$$f_{ctm} = 3.2 \text{ MPa} \quad \text{Betonin keskimääräinen vetolujuus C35/45}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa} \quad \text{Raudoituksen myötölujuus, B500A}$$

$$c = 30 \text{ mm} \quad \text{Betonipeite}$$

$$d = h - c - \frac{1.1 \cdot \emptyset}{2} = 155.6 \text{ mm} \quad \text{Laatan tehollinen korkeus}$$

$$A_{s,min} = 0.26 * \frac{3.2 \text{ MPa}}{500 \text{ MPa}} * 154.5 \text{ mm} = 259 \text{ mm}^2/m$$

Kaava 11. Laatan vähimmäisraudoituksen määrä.

Yhteen suuntaan kantavilla laatoilla jakoraudoitus on vähintään 20% pääsuunnan raudoituksesta. Mitoitusperustetta noudattaen jakoraudoituksen määräksi saadaan:

$$A_{s,min} * 0,2 = 51.8 \text{ mm}^2 \quad \text{Jakoraudoituksen vähimmäismäärä}$$

Jakoraudoituksen vähimmäismäärä kuitenkin täytyy täyttää tankovälisäännöt. Tankovälit määräytyvät seuraavan taulukon mukaan, jossa h= laatan paksuus.

$S_{\max, \text{slabs}}$ (pienempi arvoista)	pääraudoitus	jakoraudoitus
maksimimomentin ja pistekuormien alueet	2h 250 mm	3h 400 mm
muut alueet	3h 400 mm	4h (3,5h) 600 mm (450 mm)

Taulukko 5. Tankovälisäännöt, kahdesta arvosta pienempi on määrävä (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 81).

Tankovälisääntöä noudattaen saadaan tankovälien minimi maksimimomentin alueelle.

$$2h = 380 \text{ mm} < 250 \text{ mm}$$

Pääraudoituksen M_{\max} mukaan

$$3h = 570 \text{ mm} < 400 \text{ mm}$$

Jakoraudoitus M_{\max} mukaan

$$\frac{1000 \text{ mm}}{250 \text{ mm}} = 4/m$$

Raudoitustankojen määrä metrille

$$\frac{259 \text{ mm}^2/m}{4/m} = 64.75 \text{ mm}^2$$

Raudoitustangon pinta-ala vaatimus

$$T8 = 50.3 \text{ mm}^2$$

T8 raudoitustangon pinta-ala

Kaava 12. Tankovälin minimiarvo maksimimomentin alueella.

Näiden perusteella voidaan todeta, ettei T8 raudoitustanko riitä minimi tankovälillä. Laskennan perusteella saadaan, että T8 raudoitustanko täyttää vähimmäisraudoituksen määrään 259 mm²/m 194 mm jaolla.

$$\frac{50.3 \text{ mm}^2}{259 \text{ mm}^2/m} = 0.194 \text{ m} = 194 \text{ mm}$$

Vaadittava tankoväli T8k194mm

Kaava 13. Pääraudoituksen minimi tankoväli.

Jakorauoituksen minimi tankoväliksi saatiin 400 mm ja raudoituksen vähimmäismääräksi 51.4 mm². 8 mm pienempää raudoitustankoa ei yleisesti käytetä kantavien rakenteiden suunnitteluun, joten vähimmäisjakorauoituukseksi valitaan T8k400, jolloin arvoksi saadaan:

$$A_{s,min,jako} = 51.6 \text{ mm}^2$$

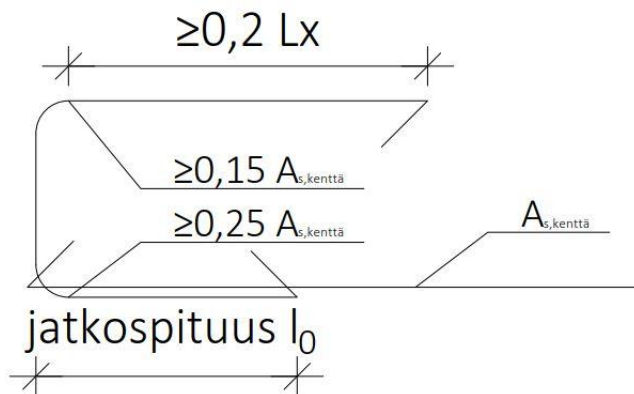
Vähimmäis jakoraudotus

$$\frac{1000 \text{ mm}}{400 \text{ mm}} * 50.3 \text{ mm}^2 = 125 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

T8k400 jakorauoituksen määrä

Kaava 14. Jakorauoituksen määrä.

Vapaaksi suunniteltu reunatuki pitää mitoittaa kiinnitysmomentille, jonka suuruus on vähintään 15% kentän suurimmasta momentista. Tämä rauditus ulotetaan tuen reunasta etäisyydelle 0,2 x kentän lyhyempijännemitta. Tämän raudoituksentankoväli saa olla enintään pienempi arvoista 3h ja 400 mm (= päärauditus/muut alueet, taulukko 5). (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 83.)



Kuva 6. Vapaan tuenraudoitus (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 83).

Suomen Betoniyhdistyksen antamaa vapaan tuenraudoitus ohjeita noudattaen saadaan minimi tukirauoituukseksi:

$$A_{s,kenttä} = A_{s,min} + A_{s,min,jako} = 384 \text{ mm}^2/m$$

Kenttäraudoitus

$$0.25 * A_{s,kenttä} = 96 \text{ mm}^2/m$$

Tuenraudoitus

$$0.2 * Lx = 120 \text{ mm}$$

Yläpinnan jatkospituus

$$l_0 = 150 \text{ mm}$$

Alapinnan jatkospituus

$$A_{s,tukiraudoitus,jako} = 400 \text{ mm}$$

Tankoväli. Taulukko 5.

$$\frac{1000 \text{ mm}}{400 \text{ mm}} * 50.3 \text{ mm}^2 = 125 \text{ mm}^2/m$$

T8k400 tukiraudoituksen määrä

Kaava 15. Tukiraudoituksen määrä.

Tässä luvussa käsitellyt raudoituksien määrät ovat vähimmäisraudoitus periaatteella mitoitettu. Todellisuudessa vähimmäisraudoitusta ei tulla toteuttamaan, koska Eurokoodien mukaisessa rajatilamitoituksessa saadaan isommat arvot raudoitusmäärille.

4.4 Murtorajatilamitoitus

Murtorajatilassa rakenne on tilassa, jossa se menettää kantokykynsä osittain tai kokonaan. Rakenteen joutuminen murtorajatilaan voi aiheuttaa esimerkiksi onnettomuus, toistuva tai ylikuormitus. Murtorajatilassa tehdään seuraavat oletukset:

- betonin vetojännityksiä ei oteta huomioon
- puristusrasitetun betonin jännitys-venymä riippuvuus noudattaa Eurokoodissa esitettyjä malleja
- puristusvyöhykkeen jännitysjakautumalla, jonka korkeus on λX ja betonin murto-
lujuus ηf_{cd}
- poikkileikkaus murtuu, kun betonin reunapuristuma saavuttaa arvon ε_{cu} tai poikkileikkauksen pintakeskiön puristuma arvon ε_c ja
- raudoitus myötää eli jännitys on myötöjännityksen mitoitusarvon suuruinen $\sigma_s = f_{yd}$
(Suomen Betoniyhdistys ry 2015, 93.)

Kuormayhdistely murtorajatilassa tehdään varmuus- ja pienennyskertoimien avulla. Pienennyskertoimia käytetään muuttuville kuormille, koska kuormitukset ovat valmiiksi määritetty kerran 50 vuoden aikana toteutuvasta kuormituksesta. Jos kuormitusyhdistelmissä ei käytettäisi pienennyskertoimia laskentaparametrit nousisivat tarpeettoman suuriksi ja tapahtuisi ylimitoitusta.

Murtorajatilassa betonirakenteita koskee kaksi rajatila:

- staattisen tasapainon rajatila (EQU)
- kestävyuden rajatila (STR)

Näille rajatiloille on määritetty yhdistelysäännöt, joissa esitetään kuormien osavarmuuslukujen ja pienennyskertoimien käyttö. (Suomen Betoniyhdistys ry 2015, 27.)

Taulukko 6. Kuormien yhdistely murtorajatilassa (Suomen Betoniyhdistys ry 2015, 27).

Kuormitus- yhdistelmä	Kuormien kertoimet		
	Pysyvä	1. muuttuva	Muut muuttuvat
EQU	1,10 K_{FI} tai 0,90	1,5 K_{FI}	1,5 K_{FI} ψ_0
STR 1	1,15 K_{FI} tai 0,90	1,5 K_{FI}	1,5 K_{FI} ψ_0
STR 2	1,35 K_{FI}	0	0

4.4.1 Taivutusmitoitus

Laattojen taivutusmitoitus on hyvin samankaltainen kuin palkeilla. Laattapoikkileikkaukset ovat yleensä vähemmän rasiattu ja niiden raudoitusaste on vähäisempi kuin palkeilla. Yhteen suuntaan kantavan laatan taivutusraudoitus lasketaan vain jänteen suuntaan. Toisessa suunnassa raudoitus määräytyy luvussa 4.3.1 käsiteltyjen ohjeiden perusteella. Työssä ei ole esitetty parvekelaaennuksen pintalaatan ja reunaholkan mitoitusta käsinlaskenalla, mutta mitoitukset noudattavat samoja periaatteita kuin alla esitetty laatta. Raudoitusta mitoittamaan lähtiessä on tehty luvussa 4.3 esitetyt päätökset, joiden pohjalta tunnetaan:

$$P_{Ed.1} = 1.15 * g_k + 1.5 * q_k = 10.995 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Kuormitusyhdistely, STR 1}$$

Rakenteiden omapaino on verrattain niin suuri laataksi, että on syytä tarkastaa myös toinen kuormitusyhdistely.

$$P_{Ed.2} = 1.35 * g_k = 8.505 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Kuormitusyhdistely, STR 2}$$

$$M_{Ed} = \frac{P_{Ed} * L^2}{8} = 17.8 \text{ kNm} \quad \text{Mitoitusmomentti}$$

$$d = 155.6 \text{ mm} \quad \text{Tehollinen korkeus}$$

$$f_{cd} = 19.83 \text{ MPa} \quad \text{Betonin lujuuden mitoitusarvo}$$

Kaava 16. MRT-mitoituksen lähtötiedot.

Kun nämä lähtötiedot on määritetty, voidaan lähteä suorittamaan raudoituksen laskentaa. Ensimmäisenä laskennassa selvitetään mitoitusmomentin mukainen suhteellinen momentti (kaava 17):

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} * d^2} = 0.037 \quad \text{Suhteellinen momentti}$$

Kaava 17. Suhteellinen momentti.

On tarkistettava, onko poikkileikkaus riittävä momentille. Suhteellisen momentin tulee olla pienempi kuin tasapainoraidoituksen suhteellinen momentti μ_{bd} . Tasapainoraidoituksen mukaiset arvot on määritetty seuraavasti:

Taulukko 7. Tasapainoraidoituksen mukaiset β_{bd} ja μ_{bd} . (Suomen Betoniyhdistys ry 2015, 99).

Osa- varmuus	$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$		$f_{yk} = 600 \text{ Mpa}$		$f_{yk} = 700 \text{ Mpa}$	
	β_{bd}	μ_{bd}	β_{bd}	μ_{bd}	β_{bd}	μ_{bd}
$\gamma_s=1,15$	0,493	0,372	0,458	0,353	0,428	0,336
$\gamma_s=1,10$	0,485	0,367	0,450	0,349	0,419	0,331

$$\mu = 0.037 \leq \mu_{bd} = 0.372$$

Tasapainoraidoituksen suhteellinen momentti

Kaava 18. Tasapaino-raidoituksen suhteellisen momentin tarkastus.

Jos yllä oleva yhtälö täyttyy, kuten tässä tilanteessa, voidaan mitoittaa poikkileikkaus normaaliraidoitettuna. Tällöin tehollisen puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus saadaan yhtälöstä (kaava 19)

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 0.038$$

Tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus

Kaava 19. Tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus.

Mekaaninen raudoitussuhde $\omega=\beta$, jolloin voidaan laskea vetoraidoituksen pinta-ala laatan leveysyksikköä kohti

$$A_{s,vaad} = \omega * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 268.36 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Vetoraidoituksen pinta-ala metrille

Kaava 20. Vetoraidoituksen pinta-ala pinta-alayksikköä kohden.

Kun vaadittava vetoraidoituksen määrä on saatu laskettua on tarkastettava, että se täyttää vähimmäisraidoituksenvaatimukset.

$$A_{s,vaad} = 268 \frac{mm^2}{m} \geq A_{s,min} = 259 \frac{mm^2}{m} \text{ Vähimmäisraidoitusvaatimus}$$

Kaava 21. Vähimmäisraidoitusvaatimuksen tarkastus.

Vähimmäisraidoituksenvaatimukset täyttyvät ja voidaan tarkastella sopiva tankoväli.

$$k = \frac{A_{s,\emptyset}}{A_{s,vaad}} = 187 \text{ mm} \quad \text{Tankoväli}$$

Kaava 22. Tankoväli.

Tarkastetaan maksimitankoväli aikaisemmin esitetyn taulukon perusteella (Taulukko 5).

$$k = 187 \text{ mm} \leq s_{max,slab} = 250 \text{ mm} \quad \text{Maksimitankoväli}$$

Kaava 23. Maksimitankovälin tarkastus.

Näiden laskelmien perusteella voidaan valita laatan taivutusraidoitus T8k187. Yleisesti tällaista arvoa ei esitetäisi toteutettavaksi vaan tankoväli muutettaisiin helpommaksi toteutusta varten. Taivutusraidoitus voisi olla esimerkiksi T8k150.

Jakoraidoituksen laskentaan varten tarvitaan lähtötiedot:

$$A_{s,jako} = A_s * 0.2 = 53.7 \frac{mm^2}{m} \quad \text{Jakoraidoituksen määrä}$$

$$\emptyset_{jako} = 8 \text{ mm}$$

Valittu jakoteräksen koko

$$A_{s,\emptyset,jako} = 50.3 \text{ mm}^2$$

Valitun jakoteräksen pinta-ala

$$k_{jako} = \frac{A_{s,\emptyset,jako}}{A_{s,jako}} = 937 \text{ mm}$$

Tankoväli

Kaava 24. Jakoraidoituksen lähtötiedot.

Kun tankoväli on saatu laskettua jakoraidoitukselle, tulee vielä varmistaa taulukossa 5 esitettyjen vähimmäisvaatimusten täytyminen.

$$k_{jako} = 937 \text{ mm} \leq s_{max,slabs} = 400 \text{ mm} \text{ Vähimmäistankoväli}$$

Kaava 25. Vähimmäistankoväli jakoraidoitukselle.

Koska kaavan 24 tulos ei täyttänyt vähimmäistankovälin ehtoja, käytetään tankovälinä 400 mm. Valitaan pääraudoitus T8k150 ja jakoraidoitukselle luvun 4.5.2 mukaan T8k260.

Tukiraidoituksia voidaan määrittää luvussa 4.3.1 esitetyllä tavalla.

$$\frac{1000 \text{ mm}}{400 \text{ mm}} * 50.3 \text{ mm}^2 = 125 \text{ mm}^2/\text{m}$$

T8k400 tukiraidoituksen määrä

Saadaan tukiraidoituksia T8k400.

Parvekkeen betonista pintalaattaa ei tarvitse mitoittaa, koska pintalaatat suositellaan yleisesti valamaan raudoittamattomina, kun laatan paksuus on 60 mm tai alle. Pintalaattaan kuitenkin määritetään T5k150 ruostumaton harjateräsverkko halkeilun estämiseksi.

4.4.2 Leikkausmitoitus

Leikkausmitoitus tehdään viivamaisesti tuetuille laatoille. Laatan tuenta voi olla vapaasti kiertyvä tai kiinnitetty. Tavallisesti laatat tarkastellaan leikkausraudoittamattomina rakenteina.

Leikkausraudoittamattomalla rakenteella on kaksi murtomekanismia:

- leikkaustaivutusmurto
- leikkausvetomurto (Suomen Betoniyhdistys ry 2015, 148.)

Ennen kuin aloitetaan leikkausmitoitusta, tarkastellaan voidaanko laatta mitoittaa leikkausraudoittamattomana.

$$P_{Ed} = 10.995 \text{ kN/m}^2$$

Kaavassa 17 laskettu neliökuorma

$$V_{Ed} = \frac{P_{Ed} * L}{2} = 19.791 \text{ kN/m}$$

Leikkausvoima metrille

$$z = 0.9 * d = 140 \text{ mm}$$

Sisäinen momenttivarsi

$$A_{sl} = A_s = 268 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Vetorausdoitus

$$\rho_L = \frac{A_{sl}}{d} = 0.002$$

Tehollinen raudoitusala

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 2.134$$

Korkeustekijä

$$C_{Rd.c} = \frac{0.18}{\gamma_s} = 0.12$$

Leikkausvoimakerroin

$$k_1 = 0.15$$

Korkeuskerroin

$$\sigma_{cp} = 0$$

Kutistumaa ei huomioida

$$V_{Rd.c} = (C_{Rd.c} * k * \left(100\rho_L * \frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{3}} + k_1 * \sigma_{cp}) * d * \text{MPa} = 72.542 \text{ kN/m}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd.c}} = 0.273 \leq 1.0$$

Käyttöaste leikkausraudoittamattomana

Kaava 26. Leikkausraudoittamaton laatta.

Laskennan perusteella laatta kestää leikkausraudoittamattomana, joten leikkausmitoitus on valmis. Jos mitoitusehto $V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$ ei toteudu, laatan leikkauskestävyyttä pyritään korottamaan lisäämällä pääraudoitusta. Pääraudoituksella voidaan leikkauskestävyyttä nostaa enintään 1,5-2-kertaiseksi leikkauskestävyyden vähimmäisarvosta. Yleensä tämä on riittävä.

4.4.3 Vaarnatapit

Parvekelaatan laajennus ankkuroidaan olemassa olevaan parvekelaattaelementtiin harjateräksin käyttäen Hiltin kemiallista ankkurointimassaa HIT-HY 200-A. Vaarnatapit mitoitetaan pystysauman leikkausvoimaa vastaan.

$$V_{Ed} = 19.791 \text{ kN/m}$$

Leikkausvoima metrille (Kaava 26.)

$$\emptyset_{vt} = 8 \text{ mm}$$

Vaarnatapin halkaisija

$$A_{vaarna} = 50.3 \text{ mm}^2$$

Vaarnatapin poikkipinta-ala

$$f_{cd} = 13.337 \text{ MPa}$$

Betonin mitoituspuristuslujuus

$$f_{yd} = 434.78 \text{ MPa}$$

Raudoitusteräksen mitoitusvetolujuus

$$V_{Rd,vaarna} = 1.2 * A_{vaarna} * (\sqrt{f_{cd} * f_{yd}}) = 7.2 \text{ kN}$$

Vaarnatapin leikkauskestävyys

$$\frac{V_{Rd,vaarna}}{V_{Ed}} = 232 \text{ mm}$$

Vaadittava vaarnatappien jako leikkausvoimalle

Kaava 27. Vaarnatappien k-jako.

Kaavan mukaan 230 mm:n jako riittää omanpainon ja hyötykuorman aiheuttaman leikkausrasituksen neutralisoimiseen. Toteutettava vaarnatappien jako T8k150, tällöin saadaan vaarnatapit yhdistettyä laatan raudoitukseen ilman työteräksiä. Vaarnatapit määritetään ylä- ja alapintaan, jotta rakennetta voidaan teoariassa käsitellä yhtenäisenä rakenteena.

4.4.4 Vanhan parvekelaatan mitoitus

Laattalaajennus luo lisärasituksia vanhalle parvekelaatalle. Tästä syystä olemassa olevan parvekelaatan taivutuskestävyys tulee tarkastella muuttuville kuormille.

Olemassa olevan laatan taivutuskestävyyttä tarkastelemaan lähtiessä tunnetaan laatasta seuraavat arvot vanhojen rakennesuunnitelmien perusteella:

- poikkileikkauksen mitat, laatan korkeus h ja tehollinen korkeus d
- betonin lujuuden mitoitusarvo f_{cd}
- raudoituksen tankokoko \emptyset , tankoväli k ja mitoitusarvo f_{yd}

Olemassa olevalle laatalle saadaan taivutusraudoituksen määrä

$h = 170 \text{ mm}$	<i>Laatan korkeus</i>
$d = 134.5 \text{ mm}$	<i>Laatan tehollinen korkeus</i>
$f_{cd} = 17 \text{ MPa}$	<i>Betonin lujuuden mitoitusarvo</i>
$\emptyset = 10 \text{ mm}, A_s \emptyset = 78.5 \text{ mm}^2$	<i>Raudoituksen tankokoko ja pinta-ala</i>
$k = 200 \text{ mm}$	<i>Vetorausoituksen tankoväli</i>
$f_{yd} = 434.8 \text{ MPa}$	<i>Raudoituksen lujuuden mitoitusarvo</i>
$A_s = \frac{A_s \emptyset}{k} = 393 \text{ mm}^2 / \text{m}$	<i>Jakautunut taivutusraudoitusmäärä</i>

Kaava 28. Vanhan laatan taivutusraudoitus.

Näillä tiedoilla voidaan laskea laatalle mekaanin raudoitussuhde ja puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus.

$$\omega = \frac{A_s}{d} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.075 \quad \text{Mekaaninen raudoitussuhde}$$

$$\beta = \omega \quad \text{Tehollisen puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus}$$

$$\beta = 0.075 \leq \beta_{bd} = 0.493 \quad \text{Tarkistus myötääkö raudoitus murtotilassa}$$

Kaava 29. ω - ja β -arvot vanhalle laatalle.

Kaavan 29 ehto toteutuu, joten raudoitus myötää ja suhteellinen momentti ja momentti voidaan laskea kaavoilla:

$$\mu = \beta * \left(\frac{\beta}{2}\right) = 0.072 \quad \text{Suhteellinen momentti}$$

$$M_{Rd} = \mu * d^2 * f_{cd} = 22.1 \frac{kNm}{m} \quad \text{Vanhan laatan momenttikestävyys}$$

Kaava 30. Vanhan laatan momenttikestävyys.

Vanhalle laatalle tuleva mitoitusmomentti voidaan laskea käyttäen samoja hyötykuorien ja omapainon arvoja kuin aikaisemmissa laskelmissa.

$$g_k = 6.3 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Laatan omapaino pinta-alayksikköä kohden}$$

$$q_k = 2.5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Hyötykurma parvekkeille}$$

$$P_{Ed} = 1.15 * g_k + 1.5 * q_k = 11 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{Ed} = \frac{P_{Ed} * L^2}{8} = 17.8 \text{ kNm/m} \quad \text{Mitoitusmomentti}$$

Kaava 31. Mitoitusmomentti vanhalle laatalle.

Momenttikestävyyttä ja mitoitusmomenttia vertailemalla saadaan laskettua käyttöaste vanhalle laatalle:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 80.1 \%$$

Käyttöaste

Kaava 32. Vanhan laatan käyttöaste muuttuville kuormille.

Näiden laskelmien jälkeen on vielä hyvä varmistaa, ettei vanha laatta halkeile muuttuvien kuormien johdosta. Laatalle lasketaan halkeilurajan momentti, jota vertaillaan mitoitusmomenttiin.

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

Teräksen kimmokerroin

$$E_{c,eff} = 32.8 \text{ GPa}$$

Betonin tehollinen kimmokerroin

$$a_e = 6.1$$

Kimmokertoimien suhde

$$b = 1000 \text{ mm}, h = 170 \text{ mm}, A_s = 393 \text{ mm}^2, f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$$

Lähtötietoja

$$x_1 = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + (a_e - 1) \cdot (A_s \cdot d)}{b \cdot h + (a_e - 1) \cdot A_s} = 85.6 \text{ mm}$$

Puristetun osan korkeus

$$I_c = \left(\frac{b \cdot h^3}{12} + \left(b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - x_1 \right)^2 \right) \right) + (a_e - 1) = 4.1 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

Jäyhyysmomentti

$$W = \frac{I_c}{h - x_1} = 4.85 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Taivutusvastus laatalle

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W = 14.1 \text{ kNm}$$

Halkeilurajan mitoitusmomentti

$$\frac{M_{cr}}{M_{Ed}} = 79 \%$$

Käyttöaste

Kaava 33. Vanhan laatan halkeilumitoitus.

Näiden laskelmien perusteella voidaan todeta, että laatan momenttikestävyys on riittävä kannattamaan muuttuvat kuormat sekä estämään halkeilun.

4.5 Käyttörajatilamitoitus

Käyttörajatilassa asetetaan rajat

- betonin puristusjännitykselle
- raudoituksen vetojännitykselle
- halkeamaleveydelle
- taipumalle.

Näiden rajatilojen tarkastelu edellyttää rakenteessa vaikuttavien jännitysten laskentaa käyttörajatilakuormilla. (Suomen Betoniyhdistys ry 2015, 205.)

Teräsbetonirakenteen mekaaninen käyttäytyminen käyttörajatilassa on erilaista kuin murtorajatilassa. Raudoituksen jännitys on selvästi myötölujuutta pienempi ja siten lineaarisesti kimmoisella alueella. Betonin puristusjännitys on selvästi murtolujuutta pienempi, mutta betonin käyttäytymiseen vaikuttaa kuormitusaika ja siksi viruma pitää ottaa huomioon muodonmuutoksia lisäävänä tekijänä. (Suomen Betoniyhdistys ry 2015, 205.)

4.5.1 Taipumat

Parvekelaatan taipumat ovat todella kriittinen ja välttämätön asia tarkistaa, koska parvekkeille oli määritettyinä lasitukset. Parvekelasituksien taipumarajat ovat useimmissa tilanteessa paljon pienemmät kuin teräsbetonirakenteilta vaaditaan. Liian suuret taipumat voivat johtaa pienissä määrin avattavien parvekelasituksien jumittumisia ja pahimmassa tapauksessa aiheuttaa halkeilua lasitukseen tai hajoittaa ne kokonaan.

Eurokoodi ei anna ehdotonta taipuman raja-arvoa teräsbetonirakenteille, mutta pitkäaikaiskuormille suositellaan korkeintaan

$$a_{max} = L/250$$

L on palkin jännemitta tai ulokkeen pituus

Parvekelasituksien valmistajat antavat 3 mm/m taipuman raja-arvoksi, joten

$$a_{max} = L/333$$

$$L = 3600 \text{ mm}$$

Jännemitta

$$a_{max} = \frac{3600 \text{ mm}}{333} = 10.8 \text{ mm}$$

Sallittu taipuma

Kaava 34. Sallittu taipuma.

Taipumarajatila tulee laatoilla usein määräväksi rajatilaksi. Taipumaa pyritään yleensä rajoittamaan kasvattamalla laatan paksuutta. Koska tarkka taipuman laskenta on hankalaa, on Eurokoodissa esitetty likimääräismenettely, josta rakenteelle saadaan rajatilaehdon täyttävä tehollisen korkeuden vähimmäisarvo (EC2, 7.4.7)/8/. (Suomen Betoniyhdistys ry 2014, 88.)

Menetelmä on sama palkki- ja laattarakenteilla. Tarkan taipuman laskentaa käytetään yleisesti erilaisia tietokoneohjelmia, koska Eurokoodissa on esitetty taipuman määrittämiseen vain taulukoita ja käyrästöjä joilla voidaan arvioida likimääräinen taipuma.

Työn laatalle tehdään käsinlaskennalla vain taipumarajatilan määrittäminen, mutta liiteissä esitetään FEM-design-ohjelmistolla määritetty taipuma.

$$K = 0.3$$

Taulukkoarvo ulokkeelle

Taulukko 8. Kertoimen K arvot erilaisille rakennejärjestelmille ja suhteen L/d arvoja betonin lujuuksille ja raudoitussuhteille. (Suomen Betoniyhdistys ry 2015, 227).

Rakenne- järjestelmä	K	L/d					
		ρ = 1,5 %			ρ = 0,5 %		
		C30	C40	C50	C30	C40	C50
Vapaasti tuettu palkki	0,8	11	12	13	16	18	26
Jatkuvan palkin reunakenttä	1	14	15	16	20	23	32
Jatkuvan palkin reunakenttä	1,2	17	18	19	24	28	38
Uloke	0,3	4	5	5	6	7	10

$$\rho = \frac{A_s}{b*d} = \frac{268 \text{ mm}^2}{1000 \text{ mm} * 155.6 \text{ mm}} = 0.002 \quad \text{Suhteellinen raudoitusala x-suuntaan}$$

$$\rho_0 = 10^{-3} * \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} = 0.006$$

$$\frac{L}{d_{max}} = K * [11 + 1.5 * \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} * \frac{\rho_0}{\rho} + 3.2 * \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} * \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{1.5}] = 34.023$$

$$\frac{L}{Ld_{max}} = 105.8 \text{ mm} \quad \text{Taipumarajatilän määrittämä laatan korkeus}$$

Kaava 35. Taipumarajatila.

Taipumarajatilän tarkastelun perusteella laatta voisi olla huomattavasti ohuempi täyttämään rajatila-arvon. Tässä tilanteessa laatan paksuuden valinnassa oli myös esteettisiä ja toiminnallisia vaatimuksia, joten paksuutta ei muuteta.

Tarkastelun tulos vaikuttaa realistiselta, koska taipuman arvoiksi saatiin SKOL-taulukko laskennalla 0,9 mm ja FEM-Design rakennemallilla 3,7 mm. Näistä arvoista rakennemallin antama arvo on lähempänä totuutta, koska rakenetta on pystytty käsittelemään paremmin ulokkeena. Taipuma-arvot osoittavat laattapaksuuden olevan riittävä sitä raskaville kuormille sekä laatan taipumien olevan alle sallitun taipuman 10,8 mm.

4.5.2 Halkeamaleveydet

Eurokoodin (EC2, 7.3.3) mukaan halkeamaleveyden tarkistamista ei tarvitse tehdä, koska laatan paksuus on alle 200 mm. Laatan paksuus on 190 mm, joka on hyvin lähellä halkeamaleveyden tarkastuksen raja-arvoa, joten laskelmat on hyvä tehdä.

Ennen käyttörajatilamitoitusta palkille on tehty murtorajatilamitoitus ja päätetty valmistustekniikasta ja ajoituksesta. Rakenteen mitat ja materiaalit sekä kuormitusvaiheet (kuormitushistoria) ovat tässä vaiheessa tiedossa. Rakenteesta tunnetaan seuraavat suureet:

- poikkileikkauksen mitat
- vetorausituksen määrä, laatu ja sijoitus \emptyset , A_s , tankovälit ja c_{nom}
- betonin lujuusarvot f_{ck} ja f_{ctm}

- kuormituksen suuruus, laatu ja kuormitusajankohdat
- rasitusluokka.

Päätellään halkeilun kannalta kuormitushistorian kriittiset ajankohdat. Lasketaan määrävän poikkileikkauksen taivutusmomentin arvot ominaiskuormien yhdistelmällä (M_{Ek}) eri ajankohtina. (Suomen Betoniyhdistys ry 2015, 217.)

$h = 190 \text{ mm}$	<i>Laatan korkeus</i>
$b = 1000 \text{ mm}$	<i>Laatan leveys</i>
$L = 3600 \text{ mm}$	<i>Laatan pituus</i>
$\psi = 1.6$	<i>Virumaluku</i>
$\psi_2 = 0.3$	<i>Muuttuvien kuormien pitkäaikaisosuus</i>
$d = 155.6 \text{ mm}$	<i>Laatan tehollinen korkeus</i>
$f_{cm} = 43 \text{ MPa}$	<i>Betonin puristuslujuus</i>
$A_s = 393 \text{ mm}^2$	<i>Laatan raudoituksen pinta-ala</i>
$\rho = \frac{A_s}{b*d} = 0.003$	<i>Suhteellinen raudoitusala</i>

Kaava 36. Halkeilutarkastelun lähtötiedot.

$$f_{ctm} = 0.3 \text{ MPa} * \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} = 3.21 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} = 2.25 \text{ MPa} \quad \textit{Laskennassa käytettävä betonin vetolujuus}$$

$$E_{cm} = 22 \text{ GPa} * \left(\frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right) = 94.6 \text{ GPa} \quad \textit{Betonin kimmokerroin}$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\psi} = 36.4 \text{ GPa} \quad \textit{Betonin tehollinen kimmokerroin}$$

$$\alpha_{e,eff} = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = 5.5 \quad \textit{Tehollisten kimmokertoimien suhde}$$

Kaava 37. Materiaaliominaisuuksien laskenta-arvoja.

Laskenta suoritetaan käyttörajatilassa, jolloin kuormistusyhdistelmät täytyy laskea myös pitkäaikaiskuormitukselle.

$$M_{Ek} = \frac{(1.15 \cdot g_k + 1.5 \cdot q_k) \cdot L^2}{8} = 17.812 \text{ kNm} \quad \text{Ominaiskuormien yhdistelmä}$$

$$M_{E.qp} = \frac{(1.15 \cdot g_k) \cdot L^2}{8} + \psi_2 \cdot \left(\frac{(1.5 \cdot q_k) \cdot L^2}{8} \right) = 13.559 \text{ kNm} \quad \text{Pitkäaikaiskuormien yhdistelmä}$$

Kaava 38. Käyttörajatilan kuormitusyhdistelmät.

Näillä tiedoilla voidaan laskea halkeamaleveyden rajatila sekä määrittää Eurokoodin mukainen minimitankeväli.

$$X_{LT} = d \cdot \rho \cdot \alpha_{e,eff} \cdot \left(-1 + \sqrt{\frac{2}{\rho \cdot \alpha_{e,eff}}} \right) = 23.77 \text{ mm}$$

$$Z_{LT} = d - \frac{X_{LT}}{3} = 147.7 \text{ mm}$$

$$\sigma_{LT} = \frac{M_{E.qp}}{A_s \cdot Z_{LT}} = 233.6 \text{ MPa} \quad \text{Raudoituksen jännitys}$$

Kaava 39. Halkeamatilan rajatila ja raudoituksen jännitys.

Taulukoiden 9 ja 10 perusteella voidaan päätellä, että suurin sallittu tankojako halkeamaleveyden rajatilan johdosta on noin 260 mm. Laskennassa tulee nyt tarkistaa aikaisemmin määritetyt raudoitusteräukset ja muuttaa ne vastaamaan uutta raja-arvoa. Jakoterästys oli määritetty k400, joten se muutetaan k260.

Taulukko 9. Halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämät angon enimmäishalkaisijat (EC2, taulukko 7.2N).

Teräsjäännitys [MPa] (ks. Huom. 2)	Suurin tankokoko [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	–

Taulukko 10. Halkeamaleveyden rajoittamisen edellyttämä tankojaon enimmäisarvo (EC2, taulukko 7.3N).

Teräsjäännitys [MPa] (ks. Huom. 2)	Tankojaon enimmäisarvo [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–

4.6 Perustusten lujuuskapasiteetin tarkastelu

Parvekelaatan laajennus lisää kuormaa perustuksille, jolloin niiden lujuuskapasiteetti tulee todeta riittäväksi. Parvekkeiden lisäkuormitus perustuksille laskettiin aluksi niin, että parvekkeet uusitaan kokonaan ja kaikki lisäkuormitus lisätään perustuksille. Tällä tavalla laskiessa huomattiin muutaman perustuspaalun kantavuuden olevan liian vähäinen. Olemassa olevien paalujen kantavuudet saatiin vanhoista rakenne- ja arkkitehtisuunnitelmista.

$$g_{laatta} = 20.26 \text{ kN}$$

Yhden parvekelaatan betonikuorma

$$g_{kaide} = 4.75 \text{ kN}$$

Parvekekaiteen ja lasituksen kuorma / parveke

$$g_{teräs} = 0.1 \text{ kN}$$

Parvekkeen L-teräksen kuorma

Kaava 40. Parvekkeen kuorma perustuksille.

Parvekkeille tehtiin uloke-laajennus, jolloin myös kahden parvekkeen väliseinää tulee laajentaa yksityisyyden suojaamiseksi. Seinät oli määrä toteuttaa kevyinä, ei kantavina väliseinäinä. Väliseiniksi määritettiin termorankarunko-järjestelmä, joka koostuu lämpöeristetyistä teräsrungoista ja kivisementtilevystä. Järjestelmän kuorma saatiin laskettua tuotevalmistajien antamien materiaaliominaisuuksien perusteella (kaava 41)

$$g_{seinä} = 0.145 \text{ kN}$$

Väliseinän kuorma

Kiinteistössä oli 56 parveketta, jolloin voitiin laskea muutostöiden aiheuttama kokonaiskuorma perustuksille.

$$g_{parveke} = g_{laatta} + g_{kaide} + g_{teräs} + g_{seinä} = 25.33 \text{ kN Parvekkeen kokonaiskuorma}$$

$$n = 56$$

Parvekkeiden lukumäärä

$$g_{tot} = n * g_{tot} = 1419 \text{ kN}$$

Parvekkeiden kokonaiskuorma

Kaava 41. Parvekkeiden aiheuttama kokonaiskuorma perustuksille.

Lähtötietoina saaduissa rakenne- ja arkkitehtikuvissa kiinteistö oli jaettuna 32 modulilinjaan. Kun kuorma jaettiin parvekkeiden kohdalla oleville paaluperustuksille, huomattiin pohjoispäädyssä olevien perustuksien paalukapasiteettien olevan riittämättömiä. Tämän seuraksena laskenta suoritettiin tarkemmin ottamalla huomioon olemassa olevien parveke-elementtien muuttuvat painot sekä kiinteistössä samaan aikaan tehtävän julkisivusaneerauksen muuttuvat kuormat. Tarkka kuormalaskenta tehtiin modulilinjalle 31. Laskennassa esitettävät K, N, PK ja Ku ovat olemassa olevien elementtien painoja. Elementtien selitykset on esitetty tarkemmin liitteessä 7.

$$g_{tot.vanha} = 4 * \left(\frac{N8}{2} + K8 + K10 + \frac{PK4a}{2} + \frac{P3}{2} + \frac{N14}{2} \right) + \frac{Ku16}{2} + \frac{PKu8}{2} = 11\,200 \text{ kg}$$

Kaava 42. Elementtikuormat modulilinjalle 31.

Laskentakaavassa on laskettu olemassa olevien parveke- ja julkisivuelementtien kuormat perustuksille. Esimerkiksi elementti N8 kuormittaa modulilinjan 31 paaluja vain puolet painostaa.

Seuraavaksi laskettiin uusien julkisivujen kuormat modulilinjan 31 perustuksille. Uusien julkisivuelementtien neliökuorma saatiin tuotetoimittajalta. Julkisivuelementtien pinta-ala laskennassa ei huomioitu ikkunoita, jotka pienentäisivät muuttuvaa kuormaa.

$$A_{julkisivu} = 53.4 \text{ m}^2$$

Julkisivuelementtien kuormituspinta-ala

$$g_{julkisivu.A} = 33 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Julkisivuelementtien neliökuorma

$$g_{julkisivu} = A_{julkisivu} * g_{julkisivu.A} = 1761 \text{ kg}$$

Julkisivuelementtien kuorma

Kaava 43. Uusien julkisivuelementtien aiheuttama kuorma modulilinjalle 31.

Loppulaskelmissa huomioitiin olemassa olevista elementeistä purettavien osien kuormitukset. Laskennassa on myös osoitettu elementtien N8 ja N14 jäävän kuormittamaan perustuksia. Lisäksi laskelmiin lisättiin ylimmän kerroksen parvekkeen yläpuolelle tehtävän katoksen kuorma.

$$g_{katos} = 1000 \text{ kg}$$

Katoksen kuorma

$$g_{parveke.31} = \frac{g_{parveke} * 4}{2} = 5194 \text{ kg}$$

Parvekekuorma modulilinjalle 31

$$g_{tot.31} = g_{julkisivu} + g_{parveke.31} + g_{katos} = 7984 \text{ kg}$$

Kokonaiskuorma modulilinjalle 31

$$g_{vanhat} = \frac{4 * \frac{N8 + N14}{2}}{2} = 1520 \text{ kg}$$

Jäävien elementtien kuormat

$$g_{perustus} = (g_{tot.31} + g_{vanhat}) - g_{tot.vanha} = -1696 \text{ kg}$$

Kaava 44. Perustusten kuormamuutos.

Laskenta osoittaa perustuksille tulevan kuormituksen vähenevän, joten voidaan todeta perustusten lujuuskapasiteetin riittävän muuttuville kuormille.

5 YHTEENVETO

Laskentatavat

Lähtökohtaisesti käsinlaskennalla mitoituksen suorittaminen on varmempaa kuin erilaisilla ohjelmilla, jos mitoitusohjelmien käyttämiä periaatteita ei tunneta. Käsinlaskennassa kuitenkin on suurempi riski ihmisen tekemiin virheisiin, joka mielestäni tuo laskentatavat tasavertaisiksi varmuuden puolesta.

Käsinlaskennalla saatiin mitoittettua vetorautoitus $268 \text{ mm}^2/\text{m} = \text{T8k187}$, jakorautoitus halkeamaleveyden rajatilan mukaan T8k260 , reunarautoitus tankovälisääntöjen mukaan T8k400 sekä vaarnatapit huomioimatta olemassa olevan betonilaatan ominaisuuksia T8k230 . Rakennesuunnitelmiin raudoitusten jakoa pyöristetään yleisesti hieman pienemmäksi asennustyötä helpottamaan. Käsinlaskennan arvoista esimerkkinä voitaisiin antaa raudoitukset: vetorautoitus T8k150 , jakorautoitus T8k250 , reunarautoitus T8k400 sekä vaarnatapit T8k200 .

FEM-design-rakennepohjelmalla tehdystä rakennemallista saatiin lähtöarvot SKOL-tilukko-laskentaan. Kuormayhdistelyt tehtiin samoilla lähtöarvoilla ja kertoimilla kuin käsinlaskennassa, joten laatan hyötykuormat ja omapaino olivat samat molemmilla laskentatavoilla. Samoista rasituksista huolimatta rakennemalli käsittelee rakennette hieman eri tavoin kuin käsinlaskenta, joten maksimimomenttien ja muiden rasituksien arvoille saatiin hieman eri arvoja.

SKOL-tilukko-laskennalla saatiin mitoittettua vetorautoitus $302 \text{ mm}^2/\text{m} = \text{T8k166}$. Jakorautoitus määräytyi samojen ohjearvojen perusteella kuin käsinlaskennassa T8k260 . Ohjearvot määrittivät myös reunarautoituksen T8k400 . Vaarnatappien mitoituksessa oli huomattava ero käsinlaskentaan, koska mitoitusohjelmistona käytettiin Hiltin PROFIS Rebar -tartuntojen mitoitusohjelmistoa. Hiltin ohjelmisto ottaa huomioon olemassa olevan laatan, käytettävän injektointimassan tartuntalujuuden, ankkuroinnille tulevan momentin, leikkausvoiman ja vetovoiman sekä betonin ominaisuudet. Näitä arvoja käsinlaskennassa käsitellään hyvin ylimalkaisesti, jolloin myös saatavat raudoitukset ovat hyvin poikkeavat. Hiltin ohjelmalla vaarnatapeiksi saatiin T8k150 ylä- ja alapinnassa, joka ylittää leikkauskestävyyden rajan reilusti. Näistä arvoista yhteen vetona voidaan antaa raudoitus: vetorautoitus T8k150 , jakorautoitus T8k250 , reunarautoitus T8k400 sekä vaarnatapit T8k150 ylä- ja alapinnassa.

Näiden vertailujen perusteella voidaan todeta, että käsinlaskennan ja taulukkomitoituksen antavan hyvin samankaltaiset lopputulokset. Kuitenkin käsinlaskenta on huomattavasti työläämpää kuin taulukkomitoitus, ja voidaan todeta käsinlaskennan olevan todella paljon tehottomampi laskentatapa ainakin kyseiselle laatalle. Taulukkomitoitusta tehtäessä on ehdotonta ymmärtää ja tietää rakenteiden toiminnan periaatteet, jotta voidaan välttyä virheiltä.

Parvekelaajennus

Suunnittelutyötä aloitettaessa on todella tärkeää selvittää kaikki mahdolliset työvaiheet, joita kiinteistössä tullaan suorittamaan yhdenaikaisesti. Työssä käsiteltiin kaikki parvekelaajennuksen suunnittelussa huomioitavat tekijät. Yleisymmäryksellä voitiin todeta laajennuksen aiheuttavan lisäkuormaa perustuksille, jotka käsiteltiin perustusten lujuuskapasiteetin tarkastelulla. Selvityksien avulla tiedettiin kiinteistössä tehtävästä julkisivusaaneruksesta, joka tässä tilanteessa mahdollisti parvekelaajennuksen toteuttamisen lisäkuormien neutralisoinnin avulla.

Parvekelaattaa laajennettaessa lähtötiedot olemassa olevista rakenteista on todella kriittistä tarkastella, jotta suunnittelutyö voidaan toteuttaa riittävällä tarkkuudella. Tässä työssä erityisesti huomioitavaa oli parveke-elementtien kannakoinnin mahdollinen purkaminen. Kannakoinnin riittävyys varmistettiin mitoittamalla L-teräs tukemaan parvekelaattaa sekä korvaamaan poistuvan tuennan kuormat.

LÄHTEET

RIL 254-2016. Paalutusohje 2016. Eurokoodi. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto ry.

RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Eurokoodi. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto ry.

SFS-EN 1992-1-1. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1 Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS ry.

Suomen Betoniyhdistys ry. 2003. Betonirakenteiden pinnat / Luokitusohjeet by40. Helsinki: BY-Koulutus Oy.

Suomen Betoniyhdistys ry. 2015. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja 2013 by211, osa 1. Helsinki: BY-Koulutus Oy.

Suomen Betoniyhdistys ry. 2014. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja by211, osa 2. Helsinki: BY-Koulutus Oy.

Suomen Betoniyhdistys ry. 2016. Betoninormit 2016 by65. Helsinki: BY-Koulutus Oy.

Suomen Betoniyhdistys ry. 2016. Betonin valinta ja käyttöikäsuunnittelu – opas suunnittelijoille by68. Helsinki: BY-Koulutus Oy.

Teräsrakenneyhdistys ry. 2014. Teräsrakenteiden suunnittelu ja mitoitus Eurocode 3 – oppikirja. toinen painos. Helsinki: Teräsrakenneyhdistys ry.

Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista. 477/2014. Annettu Helsingissä 17.6.2014.

Ympäristöministeriön asetus rakenteiden tilavuuspainoa, omaa painoa ja rakennusten hyötykuormia koskevista kansallisista valinnoista sovellettaessa standardia SFS-EN 199-1-1. 4/16. Annettu Helsingissä 7.11.2016

Ympäristöministeriön asetus rakenteiden suunnitteluperusteita koskevista kansallisista valinnoista sovellettaessa standardia SFS-EN 1990. 3/16. Annettu Helsingissä 7.11.2016.

<p>Betonin lujuus C30/37</p> <p>Rauditus B500B</p> <p>Korkeus h = 160 mm</p> <p>Leveys b = 1000 mm</p> <p>MRT laskentamomentti $M_d =$ 16 kNm</p> <p>KRT laskentamomentti, om.tai tav.yhdistelmä $M_{k1} =$ 13 kNm</p> <p>KRT laskentamomentti, pitkäaikaisyhdistelmä $M_{k2} =$ 11 kNm</p> <p>Onko käytettävissä yhdistelmässä lyhytaikaiskuormia: kyllä</p> <p>Lyhytaikaiskuorman osuus: 70 %</p> <p>Kuormitusyhdistelmän valinta: Ominais tai tavallinen</p> <p>Käyttörajan laskentamomenttien suhde: $\eta_1 =$ 1,00</p> <p>MRT laskentaleikkausvoima $V_{Ed} =$ 0 kN</p> <p>Kiviaineen maksimi raekoko $d_g =$ 16 mm</p> <p>Ympäristön suhteellinen kosteus RH = 60 %</p> <p>Betonin ikä tarkasteluajankohtana t = 50000 vrk</p> <p>Betonin ikä kuorman alkaessa $t_0 =$ 28 vrk</p> <p>Sallittu mittapoikkeama $\Delta c_{dev} =$ 10 mm</p> <p>Betonipeitteen vähimmäisarvo $c_{min} =$ 20 mm</p> <p>Betonipeitteen nimellisarvo $c_{nom} =$ 30 mm</p> <p>Betonipeite haan pintaan c = 30 mm</p>		<p>Sementtilaji N</p> <p>Rakenneluokka 2</p> <p>Rasitusluokka XC3</p> <p>Suunnitteluikä (V) 50</p> <p>$f_{ctm} =$ 2,90 MN/m²</p> <p>$f_{yk} =$ 500 MN/m²</p> <p>$E_{cm} =$ 32837 MN/m²</p> <p>$E_s =$ 200000 MN/m²</p> <p>$f_{ctm} =$ 38,0 MN/m²</p> <p>$f_{ctk} =$ 2,03 MN/m²</p> <p>$f_{yd} =$ 435 MN/m²</p> <p>$\lambda =$ 0,8</p> <p>$\eta_2 =$ 1,0</p> <p>$f_{od} =$ 17,0 MN/m²</p> <p>$f_{cd} =$ 1,35 MN/m²</p> <p>$\epsilon_{cu2} =$ 3,50 ‰</p> <p>$\varphi(t, t_0) =$ 2,28</p> <p>$E_{c,eff} =$ 32837 MN/m²</p> <p>$\epsilon_{sd} =$ 2,17 ‰</p>		<p>Taivutuskestävyys</p> <p>$\omega = (A_s f_{yd}) / (b d \eta_2 f_{od}) =$ 0,061</p> <p>$\omega_c = (A_{sc} f_{yd}) / (b d \eta_2 f_{od}) =$ 0,000</p> <p>$\beta_c = \omega - \omega_c =$ 0,061</p> <p>$\beta_b = \lambda \epsilon_{cu2} / (\epsilon_{cu2} + (f_{yk}/E_s)) =$ 0,467</p> <p>$x = \beta_c d / \lambda =$ 9,6 mm</p> <p>$\epsilon_{sc} = \epsilon_{cu} (1 - (d_c/x)) =$ 0,00 ‰</p> <p>$\epsilon_{sc} / \epsilon_{sd} =$ 0,00</p> <p>Rakenteessa ei puristusraudoitusta</p> <p>Taivutuskestävyys, poikkileikkauksen käyttöaste $M_d/M_{pl,Rd} =$ 0,98 OK</p> <p>Minimiraudoitus $A_s > A_{s,min}$ OK</p> <p>Vetomurtumisehto $\beta_c < \beta_b$ OK</p>	
<p>Haalkeamaleveys</p> <p>$\Phi_{eq} = (n_1 \Phi_1^2 + n_2 \Phi_2^2) / (n_1 \Phi_1 + n_2 \Phi_2)$ $\Phi_{eq} =$ 8 mm</p> <p>$A_{c,eff} = b \min[2,5(h - d); (h - x_2)/3; h/2]$ $A_{c,eff} =$ 46748 mm²</p> <p>$\rho_{s,eff} = A_s / A_{c,eff}$ $\rho_{s,eff} =$ 0,006</p> <p>$\sigma_c = M_{k1} / [0,5 b x_2 (d - x_2/3) + (\alpha_0 - 1) A_{sc} (x_2 - d_c) / x_2 (d - d_c)]$ $\sigma_c =$ 10,6 MN/m²</p> <p>$\sigma_s = \alpha_0 \sigma_c (d - x_2) / x_2$ $\sigma_s =$ 347,4 MN/m²</p> <p>$k_t =$ 0,60</p> <p>$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t (f_{ctm} / \rho_{s,eff})] (1 + \alpha_0 \rho_{s,eff}) / E_s > 0,8 \sigma_s / E_s$ $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} =$ 0,00104</p> <p>$s_{r,max} = k_3 c_c + k_1 k_2 k_4 \Phi_{eq} / \rho_{s,eff}$ $s_{r,max} =$ 340 mm</p> <p>$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) =$ 0,000 mm</p> <p>$c_c =$ 38 mm</p> <p>Tarkista standardin vaatimusten toteutuminen! $M_k < M_{cr}$, ei haalkeile</p>					
<p>Leikkauskestävyys</p> <p>Haat $\Phi_1 =$ 8 mm</p> <p>Leikkeiden määrä $n_1 =$ 4 kpl</p> <p>Hakojen jakoväli $s_h =$ 150 mm</p> <p>$z = 0,9d =$ 113 mm</p> <p>$v_1 = 0,8 (1 - (f_{ctk} / 250)) =$ 0,528</p> <p>$s_{h,max} = 0,75 d (1 + \cot \alpha_h) =$ 95 mm</p> <p>$A_{sw,min} = (0,08 f_{ctk}^{0,25} b_w \sin \alpha_h) / f_{yk}$ $A_{sw,min} =$ 878 mm²/m</p> <p>$V_{Ed} / V_{Rd} =$ 0,00 OK</p> <p>Leikkauskestävyys $V_{Ed} / V_{Rd} =$ 0,00 OK</p> <p>Minimiraudoitus $A_{sw,tot} > A_{sw,min}$ OK</p> <p>Hakojen maksimiväli $s_h < s_{h,max}$</p>		<p>Hakojen suuntakulm $\alpha_h =$ 90 deg</p> <p>$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ $\cot \theta =$ 2,0</p> <p>Leikkausraudoitus $A_{sw} =$ 201 mm²/haka</p> <p>$A_{sw,tot} =$ 1340 mm²/m</p> <p>$V_{Rd,s} = (A_{sw} / s) z f_{yd} (\cot \theta + \cot \alpha_h) \sin \alpha_h$ $V_{Rd,s} =$ 132,2 kN</p> <p>$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 \eta_2 f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha_h) \sqrt{1 + \cot^2 \theta}$ $V_{Rd,max} =$ 407,2 kN</p> <p>$V_{Rd} = \min [V_{Rd,s}; V_{Rd,max}] =$ 132,2 kN</p> <p>$V_{Rd,c} =$ 58,3 kN</p> <p>$V_{Rd,c,min} =$ 68,3 kN</p> <p>Virhe! Muuta raudoitusta ja/tai poikkileikkausta.</p>			

Puristusteräksät	Φ_c [mm]	n_c [kpl]	A_{sc} [mm ²]	d_c [mm]
	20	0	0	0

Veto-teräksät	Rivi	Φ_1, Φ_2 [mm]	n_1, n_2 [kpl]	A_{s1}, A_{s2} [mm ²]	d_1, d_2 [mm]
Yläriivi	2	20	0	0	126
Alariivi	1	8	6	302	126

D

$e_{vv} = \max[20; d_g + 3; \Phi_1] =$ **20** mm

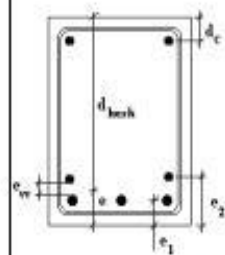
$e_1 = (c + \Phi_h + (\Phi_d/2)) =$ **34** mm

$e_2 = e_1 + (\Phi_d/2) + e_{vv} + (\Phi_d/2) =$ **50** mm

$d_c = (c + \Phi_h + (\Phi_d/2)) =$ **34** mm

Tarkista paloluokkavaatimusten toteutuminen (e₁)!

				Taivutuskestävyys					
Betonin lujuus	C30/37	Sementtilaji	N	$\omega = (A_s f_{yd}) / (b d \eta_2 f_{ctd}) =$	0,044	$\mu = \omega (1 - d_c/d) - \beta_c (\beta_c/2 - d_c/d)$			
Raudoitus	B500B	Rakenneluokka	2	$\omega_c = (A_{sc} f_{yd}) / (b d \eta_2 f_{ctd}) =$	0,000	$\mu =$	0,043		
Korkeus	h = 400 mm	Rasitusluokka	XC4	$\beta_c = \omega - \omega_c =$	0,044	$A_{s,min} = (0,26 f_{ctm} d b) / f_{yk} > 0,0013 b d$			
Leveys	b = 125 mm	Suunnittelukuivaus (V)	50	$\beta_b = \lambda \epsilon_{cu2} / (\epsilon_{cu2} + (f_{yk}/E_s)) =$	0,467	$A_{s,min} =$	69 mm ²		
MRT laskentamomentti	M _g = 4 kNm	f _{ctm} =	30,0 MN/m ²	x = $\beta_c d / \lambda =$	20,1 mm	M _{pl,Rd} = $\mu b d^2 \eta_2 f_{cd} =$	12 kNm		
KRT laskentamomentti, om.tai tav.yhdistelmä	M _{k1} = 4 kNm	f _{yk} =	500 MN/m ²	$\epsilon_{sc} = \epsilon_{cu} (1 - (d_c/x)) =$	0,00 ‰	Rakenteessa ei puristusraudoitusta			
KRT laskentamomentti, pitkäaikaisyhdistelmä	M _{k2} = 4 kNm	E _{cm} =	32837 MN/m ²	$\epsilon_{sc} / \epsilon_{sd} =$	0,00				
Onko käytettävissä yhdistelmässä lyhytaikaiskuormia:	kyllä	E _s =	200000 MN/m ²	Taivutuskestävyys, poikkileikkauksen käyttöaste					
Lyhytaikaiskuorman osuus:	70 %	f _{cm} =	38,0 MN/m ²	M _g /M _{pl,Rd} = 0,33 OK					
Kuormitusyhdistelmän valinta:	Ominais tai tavallinen	f _{ctk} =	2,03 MN/m ²	Minimiraudoitus					
Käyttörajatilan laskentamomenttien suhde:	$\eta_1 =$ 1,00	f _{yd} =	435 MN/m ²	A _s > A _{s,min} OK					
MRT laskentaleikkauvoima	V _{Ed} = 120 kN	λ =	0,8	Vetomurtumisehto					
Kiviaineen maksimi raekoko	d _g = 16 mm	η ₂ =	1,0	β _c < β _b OK					
Ympäristön suhteellinen kosteus	RH = 60 %	f _{od} =	17,0 MN/m ²	Halkeamaleveys					
Betonin ikä tarkasteluajankohtana	t = 50000 vrk	f _{cd} =	1,35 MN/m ²	$\Phi_{eq} = (n_1 \Phi_1^2 + n_2 \Phi_2^2) / (n_1 \Phi_1 + n_2 \Phi_2)$		$\Phi_{eq} =$	10 mm		
Betonin ikä kuorman alkaessa	t ₀ = 28 vrk	ε _{cu2} =	3,50 ‰	A _{c,eff} = b min[2,5(h - d); (h - x ₂)/3; h/2]		A _{c,eff} =	10938 mm ²		
Sallittu mittapoikkeama	Δc _{dev} = 10 mm	φ(t, t ₀) =	2,39	ρ _{s,eff} = A _s /A _{c,eff}		ρ _{s,eff} =	0,007		
Betonipeitteen vähimmäisarvo	c _{min} = 25 mm	E _{c,eff} =	32837 MN/m ²	σ _c = M _{k1} / [0,5b x ₂ (d - x ₂ /3) + (a _b - 1) A _{sc} (x ₂ - d _c) / x ₂ (d - d _c)]		σ _c =	3,7 MN/m ²		
Betonipeitteen nimellisarvo	c _{nom} = 35 mm	ε _{sd} =	2,17 ‰	σ _s = α _s σ _c (d - x ₂) / x ₂		σ _s =	146,1 MN/m ²		
Betonipeite haan pintaan	c = 35 mm								
				k _t =	0,6 ominais- tai tavalliselle yhdistelmälle		k _t =	0,80	
				ε _{sm} - ε _{cm} =	[σ _s - k _t (f _{ctm} /ρ _{s,eff}) (1 + α _s ρ _{s,eff})] / E _s > 0,6 σ _s / E _s		ε _{sm} - ε _{cm} =	0,00044	
				c _c =	43 mm	s _{r,max} = k ₂ c _c + k ₁ k ₂ k ₄ Φ _{eq} / ρ _{s,eff}	s _{r,max} =	383 mm	
				Tarkista standardin vaatimusten toteutuminen!				M _k < M _{cr} , ei halkeile	
				Leikkauskestävyys					
				Haat	Φ _h =	8 mm	Hakojen suuntakulm	α _h =	90 deg
				Leikkeiden määrä	n _h =	4 kpl	1 ≤ cot θ ≤ 2,5	cot θ =	2,0
				Hakojen jakoväli	s _h =	200 mm	Leikkausraudoitus	A _{sw} =	201 mm ² /haka
								A _{sw,tot} =	1005 mm ² /m
				z =	0,9d =	329 mm	V _{Rd,s} = (A _{sw} /s) z f _{yd} (cot θ + cot α _h) sin α _h	V _{Rd,s} =	287,2 kN
				v ₁ =	0,6 (1 - (f _{ctk} / 250)) =	0,528	V _{Rd,max} = α _{cw} b _w z v ₁ η ₂ f _{od} (cot θ + cot α _h) / (1 + cot ² θ)	V _{Rd,max} =	147,4 kN
				s _{h,max} =	0,75 d (1 + cot α _h) =	274 mm	V _{Rd} = min [V _{Rd,s} ; V _{Rd,max}] =	147,4 kN	
				A _{sw,min} =	(0,08 f _{ctk} ^{u,s} b _w sin α _h) / f _{yk}	110 mm ² /m	V _{Rd,c} =	16,5 kN	
								V _{Rd,c,min} =	20,1 kN
				Leikkauskestävyys	V _{Ed} /V _{Rd} =	0,81 OK			
				Minimiraudoitus	A _{sw,tot} > A _{sw,min}	OK			
				Hakojen maksimiväli	s _h < s _{h,max}	OK			



$e_{vv} = \max[20; d_g + 3; \Phi_1] =$
 $e_1 = (c + \Phi_h + (\Phi_1/2)) =$
 $e_2 = e_1 + (\Phi_1/2) + e_{vv} + (\Phi_2/2) =$
 $d_c = (c + \Phi_h + (\Phi_2/2)) =$

Puristuseräket	Φ _c [mm]	n _c [kpl]	A _{sc} [mm ²]	d _c [mm]
	20	0	0	0

Veto-eräket	Rivi	Φ ₁ , Φ ₂ [mm]	n ₁ , n ₂ [kpl]	A _{s1} , A _{s2} [mm ²]	d ₁ , d ₂ [mm]
Yläriivi	2	20	0	0	365
Alariivi	1	10	1	79	365

20 mm
35 mm
35 mm
30 mm

Tarkista paloluokkavaatimusten toteutuminen (e₁)!

D

79	365
= A _s	= d _{besk}

$kp := 9.80665 \text{ N}$	
Betoni BK300	Betoniteräs B500A
$300 \frac{kp}{cm^2} = 29.42 \text{ MPa}$	$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$
$f_{ck} := 29.42 \text{ MPa}$	$\gamma_s := 1.15$ Materiaalikertoimet
$\alpha_{cc} := 0.85$ $\gamma_c := 1.5$	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$ Suunnittelulujuudet
$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16.671 \text{ MPa}$	
$f_{cd.vanha} := f_{cd} \cdot 0.8 = 13.337 \text{ MPa}$	Parveke-elementin mitoituspuristuslujuus
$\phi_{vaarna} := 10 \text{ mm}$	Vaarnatapin halkaisija
$A_\phi := 78.5 \text{ mm}^2$	Vaarnatapin pinta-ala
$1.2 \cdot 78.5 \text{ mm}^2 \cdot \left(\sqrt{13.337 \text{ MPa} \cdot 434.78 \text{ MPa}} \right) = 7.173 \text{ kN}$	Vaarnatapin leikkauskestävyys
$\frac{7.173 \text{ kN}}{19.791 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 362.437 \text{ mm}$	Vaarnatappien k-jako

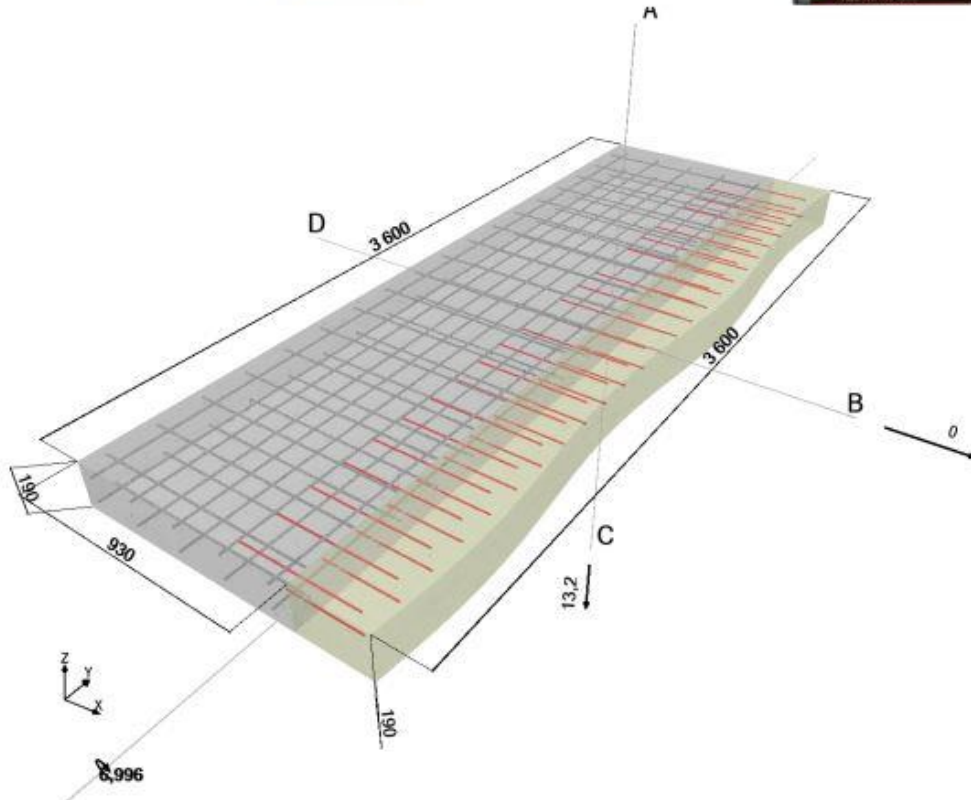
www.hilti.fi

Yritys: Sitowise Oy
 Suunnittelija: Atte Hämäläinen
 Osoite: Helsinginkatu 15, 20500 Turku
 Puhelin | Faksi: 044 0272322 |
 Sähköpostiosoite: atte.hamalainen@sitowise.com

Sivu: 1
 Projekti: Rättilänkatu 20, parvekelaajan
 Kiinnityspiste:
 Päivämäärä: pp/kk/vvvv

Suunnittelijan kommentit:

Suunnittelustandardi: EC2 / ETA
 Sovellustyyppi: Standardisovellukset/Laattarakenteen liitos laattarakenteeseen

**1. Kuormat****Kuormat**

M_d	7,00 kNm/m
N_d	0,00 kN/m
V_d	13,2 kN/m

Palomitoitus

Paloluokka Ei ole

Mitoitus väsytkuormitukselle

Ei ole

Seisminen

Seismitet kuormat Ei

2. Poraus & Lämpötila**Poraus**

Porareijän olosuhde	Kuiva
Porausmenetelmä	Poravasaraporaus
Poraustuki	Poraustuki käytössä

Lämpötila (EC2/ETA)

Asennuksen aikana	5 °C :sta 40 °C :een
Käytön aikana	20 °C / 20 °C

3. Materiaali & Varmuus**Rakenne**

Betoniluokka (olemassa oleva rakenne)	C25/30
Ominaismyötölujuus (olemassa oleva)	500 N/mm ²
Ominaismyötölujuus (uusi)	500 N/mm ²



Hilti PROFIS Rebar 2.4.12

www.hilti.fi

Yritys: Sitowise Oy
 Suunnittelija: Atte Hämäläinen
 Osoite: Helsinginkatu 15, 20500 Turku
 Puhelin | Faksi: 044 0272322 |
 Sähköpostiosoite: atte.hamalainen@sitowise.com

Sivu: 2
 Projekti: Rätälänkatu 20, parvekelaaen
 Kiinnityspiste:
 Päivämäärä: pp/kk/vvvv

4. Eurokoodin 2 parametrit

α_{cc}	1,00	EC2 3.1.6(1)
α_{ct}	1,00	EC2 3.1.6(2)
$\alpha_{ct,bond}$	1,00	
ϵ_{ud}	0,0200	Taulukko C.1
k_2	0,850	EC2 6.5.4(4b)
ν'	0,900	EC2 6.5.2(2)
ρ_{max}	0,0400	EC2 9.2.1.1
ϵ_{c2}	$2,00 \cdot 10^{-3}$	Taulukko 3.1
ϵ_{c2u}	$3,50 \cdot 10^{-3}$	Taulukko 3.1

5. Olemassa oleva raudoitus

Yläpinnan pitkittäisraudoitus	
Harjateräksen koko	10,0 mm
Betonipeite	30,0 mm
Keskiöetäisyys	200 mm
Yläpinnan poikittäisraudoitus	
Harjateräksen koko	10,0 mm
Betonipeite	40,0 mm
Keskiöetäisyys	200 mm
Yläpinnan parametrit	
α_1	1,00
α_4	1,00
Tartuntaolosuhteet	Hyvä
Alapinnan pitkittäisraudoitus	
Harjateräksen koko	10,0 mm
Betonipeite	30,0 mm
Keskiöetäisyys	200 mm
Alapinnan poikittäisraudoitus	
Harjateräksen koko	10,0 mm
Betonipeite	40,0 mm
Keskiöetäisyys	200 mm
Alapinnan parametrit	
α_1	1,00
α_4	1,00
Tartuntaolosuhteet	Hyvä
Betonipeite raudoituksen pintaan	
Betonipeite raudoituksen pintaan	30,0 mm

6. Jälkiasennettu raudoitus

Kerrostien lukumäärä	
Yläpinnan kerrosten lukumäärä	1,00
Alapinnan kerrosten lukumäärä	1,00
Yläpinnan raudoituksen parametrit	
Yläpinnan raudoituksen halkaisija	8,00 mm
Yläpinnan raudoituksen keskiöetäisyys	150 mm
Yläpinnan kerros 1: c	45,0 mm
Yläpinnan kerros 1: c_d (EC2, 8.4.4.1)	45,0 mm
Yläpinnan tartuntaolosuhde	Hyvä
Yläpinnan vähimmäisraudoitus	300 mm ² /m
Alapinnan raudoituksen parametrit	
Alapinnan raudoituksen halkaisija	8,00 mm
Alapinnan raudoituksen keskiöetäisyys	150 mm
Pohjapinnan kerros 1: c	45,0 mm
Alapinnan kerros 1: c_d (EC2, 8.4.4.1)	45,0 mm
Alapinnan tartuntaolosuhde	Hyvä
Alapinnan vähimmäisraudoitus	300 mm ² /m
Muuta	
Poikittaispaine	0,00 N/mm ²
Betonin vetojännitysalue b:	0,00 mm



Hilti PROFIS Rebar 2.4.12

www.hilti.fi

Yritys: Sitowise Oy
 Suunnittelija: Atte Hämäläinen
 Osoite: Helsinginkatu 15, 20500 Turku
 Puhelin | Faksi: 044 0272322 |
 Sähköpostiosoite: atte.hamalainen@sitowise.com

Sivu: 3
 Projekti: Rätälänkatu 20, parvekelaaen
 Kiinnityspiste:
 Päivämäärä: pp/kk/vvvv

Valittu ratkaisu

	Harjateräksen koko	Poranterän koko	Harjaterästen keskiöetäisyys keskeltä keskelle	Etäisyys keskeltä pintaan	Vaadittu porareikä	Ankkurointi harjateräksen myötölujuuteen saakka
Harjateräskerros	Φ [mm]	D [mm]	s [mm]	c_s [mm]	l_{req} [mm]	l_v [mm]
Yläpinta / vasen 1	8,00	12,0	150	49,0	290	514
Alapinta / oikea 1	8,00	12,0	150	49,0	100	514

Tarvittavat lisävarusteet

Poraus	Puhdistus	Asetukset
- Soveltuva poravasara - Oikean kokoinen poranterä	- Paineilmaa tarvittavine lisävarusteineen reiän puhaltamiseksi pohjasta saakka - Oikean kokoinen teräsharja	-Puristin sisältäen kasetin ja sekoituskärjen -Nousutulppaa käytettävä syviin asennuksiin

Poikkileikkausanalyysi

Puristuskaistan kulma	θ	42,0 °	EC2 6.2.3
Sisäinen momenttivarsi	Z_1	138 mm	
Tarvitaanko puristusraudoitusta?		ei	
Valuun asennettujen harjaterästen sisäinen momenttivarsi	$Z_{1,ex}$	152 mm	

Ylempi kerros (vetojännitetty puoli)

Suunnittelun lähtötiedot

Tangon suunnittelukuormitus	F_E	9,78 kN	EC2 9.2.1.4(2)
Vaadittava raudoitus	$A_{s,reqd}$	150 mm ² /m	
Toteutettu raudoitus	$\Phi = 8$ mm, s = 150 mm $\rightarrow A_{s,prov}$	335 mm ² /m	
Teräsjäännitys	$\sigma_{sd} = F_E/A_{s,prov}$	195 N/mm ²	
Käytetty sideaine	Hilti HIT-HY 200-A		

Jatkos, jälkiasennettu raudoitus

Tartuntaolosuhde	Hyvä $\rightarrow \eta_1$	1,00	EC2 8.4.3(2)
Tartuntalujuus	$f_{bd,pi}$	2,70 N/mm ²	ETA 11/0492
Ankkurointipituuden perusarvo	$l_{b,reqd} = (\Phi/4) \cdot (\sigma_{sd}/f_{bd,pi})$	144 mm	
Ankkurointipituuden perusarvo (Fyd)	$l_{b,reqd,fyd} = (\Phi/4) \cdot (f_{yd}/f_{bd,pi})$	322 mm	
Kerros, jatkos	α_6	1,50	
Kerros, vähimmäispituus	$f_{mult,min}$	1,00	
Vähimmäisjatkospituus	$l_{b,min} = f_{mult,min} \cdot \max(0.3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,reqd,fyd}; 15\Phi; 200 \text{ mm})$	200 mm	EC2 8.4.4(1) ja German Nationaler Anhang



Hilti PROFIS Rebar 2.4.12

www.hilti.fi

Yritys:	Sitowise Oy	Sivu:	4
Suunnittelija:	Atte Hämäläinen	Projekti:	Rätälänkatu 20, parvekelaaajan
Osoite:	Helsinginkatu 15, 20500 Turku	Kiinnityspiste:	
Puhelin Faksi:	044 0272322	Päivämäärä:	pp/kk/vvvv
Sähköpostiosoite:	atte.hamalainen@sitowise.com		

Vapaan betonipeitteen vähimmäispaksuus tai puolet keskiöetäisyydestä	c_d		45,0 mm	EC2 8.4.4(1)
Betonipeite/keskiöetäisyys vaikutus	$\alpha_2 = \{0.7 \leq 1-0.15[(c_d-\Phi)/\Phi] \leq 1.0\}$		0,700	
Poikkaisraudoitus	$\sum A_{st} = \Phi^2 \cdot \pi/4 \cdot (1+0.7 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}/s_t)$		138 mm ²	
Vähimmäispoikkaisraudoitus	$\sum A_{st,min} = \Phi^2 \cdot (\pi/4) \cdot (\sigma_{sd} / f_{yd})$		35,1 mm ²	
K-kerroin	$K = (EN 1992-1-1, \text{taulukko 8.2})$		0,0500	
Poikkaisraudoituksen vaikutus	$\alpha_3 = \{0.7 \leq 1-K(\sum A_{st}-\sum A_{st,min})/(\Phi^2 \pi/4) \leq 1.0\}$		0,935	EC2 8.4.4(1)
Poikkaispaine	p		0,00 N/mm ²	
Poikkaisen puristuksen vaikutus	$\alpha_5 = \{0.7 \leq 1-0.04p \leq 1.0\}$		1,00	
Jatkospituuden suunnittelu-arvo	$l_{0,pi} = \max(\alpha \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; l_{0,min})$		200 mm	
Jatkos, valuun asennettu raudoitus				
Tartuntaolosuhde	Hyvä $\rightarrow \eta_1$		1,00	EC2 8.4.3(2)
Tartuntalujuus	$f_{bd,ci}$		2,69 N/mm ²	
Ankkurointipituuden perusarvo	$l_{b,rqd} = (\Phi/4) \cdot (\sigma_{sd}/f_{bd,ci})$		143 mm	
Ankkurointipituuden perusarvo (Fyd)	$l_{b,rqd,fyd} = (\Phi/4) \cdot (f_{yd}/f_{bd,ci})$		404 mm	
Kerroin, jatkos	α_6		1,50	
Kerroin, vähimmäispituus	$f_{mult,min}$		1,00	
Vähimmäisjatkospituus	$l_{b,min} = f_{mult,min} \cdot \max(0.3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd,fyd}; 15\Phi; 200 \text{ mm})$		200 mm	EC2 8.4.4(1) ja German Nationaler Anhang
Valuun asennettujen tankojen muoto	α_1		1,00	
Vapaan betonipeitteen vähimmäispaksuus tai puolet keskiöetäisyydestä	c_d		30,0 mm	EC2 8.4.4(1)
Betonipeite/keskiöetäisyys vaikutus	$\alpha_2 = \{0.7 \leq 1-0.15[(c_d-\Phi)/\Phi] \leq 1.0\}$		0,700	
Poikkaisraudoitus	$\sum A_{st} = \Phi^2 \cdot \pi/4 \cdot (1+0.7 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}/s_t)$		138 mm ²	
Vähimmäispoikkaisraudoitus	$\sum A_{st,min} = \Phi^2 \cdot (\pi/4) \cdot (\sigma_{sd} / f_{yd})$		27,9 mm ²	
K-kerroin	$K = (EN 1992-1-1, \text{taulukko 8.2})$		0,00	
Poikkaisraudoituksen vaikutus	$\alpha_3 = \{0.7 \leq 1-K(\sum A_{st}-\sum A_{st,min})/(\Phi^2 \pi/4) \leq 1.0\}$		1,00	EC2 8.4.4(1)
Poikkaispaine	p		0,00 N/mm ²	
Poikkaisen puristuksen vaikutus	$\alpha_5 = \{0.7 \leq 1-0.04p \leq 1.0\}$		1,00	
Kokonaisvaikutuskerroin	$\alpha = \{\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \geq 0.7\}$		0,700	
Jatkospituuden suunnittelu-arvo	$l_{0,ci} = \max(\alpha_1 \cdot \alpha \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; l_{0,min})$		200 mm	

Lähtötiedot ja tulokset on tarkistettava, jotta ne vastaavat olemassaolevia olosuhteita ja ovat luotettavia!
 PROFIS Rebar (c) 2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan | Hilti on Hilti AG:n (Schaan, Liechtenstein) rekisteröity tavarammerkki.



Hilti PROFIS Rebar 2.4.12

www.hilti.fi

Yritys: Sitowise Oy
 Suunnittelija: Atte Hämäläinen
 Osoite: Helsinginkatu 15, 20500 Turku
 Puhelin | Faksi: 044 0272322 |
 Sähköpostiosoite: atte.hamalainen@sitowise.com

Sivu: 5
 Projekti: Rätälänkatu 20, parvekelaaen
 Kiinnityspiste:
 Päivämäärä: pp/kk/vvvv

Asennuspituuden määrittely

Jatkospituus, kontrolli	$l_0 = \max(l_{0,pi}; l_{0,\alpha})$	200 mm
Jatkettujen harjaterästankojen vapaa etäisyys	e	92,0 mm
Jatkospituuden lisääminen	$l_{0,e} = \max(e-4\Phi; 0)$	60,0 mm
Betonipeite, etuosa	c_r	30,0 mm
Asennuspituus	$l_{inst} = l_0 + l_{0,e} + c_r$	290 mm

Alempi kerros

Suunnittelun lähtötiedot

Tangon suunnittelukuormitus	F_E	0,00 kN	EC2 9.2.1.4(2)
Vaadittava rauditus	$A_{s,rqd}$	0,00 mm ² /m	
Toteutettu rauditus	$\Phi = 8 \text{ mm}, s = 150 \text{ mm} \rightarrow A_{s,prov}$	335 mm ² /m	
Teräsjännitys	$\sigma_{sd} = F_E/A_{s,prov}$	0,00 N/mm ²	
Käytetty sideaine	Hilti HIT-HY 200-A		

Vähimmäisankurointipituus

Ankkurointipituuden perusarvo (F_{yd})	$l_{b,rqd,fyd} = (\Phi/4) \cdot (f_{yd}/f_{bd})$	322 mm	EC2 8.4.3
Kerroin, vähimmäispituus	$f_{mult,min}$	1,00	ETA 11/0492
Vähimmäisankurointipituus	$l_{b,min} = f_{mult,min} \cdot \max(0.3l_{b,rqd,fyd}; 10\Phi; 100 \text{ mm})$	100 mm	EC2 ja German Nationaler Anhang
Asennuspituus	$l_{inst} = l_{bd}$	100 mm	

Huomautukset

Mitoitus huomioi poikkeukset paikallisen kuormansiirtymän jälkiasennetusta vetoraudoituksesta uuden ja vanhan betonin liitoskohdassa. Betonointia varten saumapinnat on karhennettava vähintään siinä määrin, että betonin kiviaines tulee esiin. Mitoitus olettaa, että ankkurointialueelle tehdään tarvittaessa riittävä poikittaisrauditus. Poikkileikkauksen leikkauvoimakkestävyys on mitoitettava erikseen.

Asennuksen (poraus, puhdistus, asennusmenetelmä) pitää vastata hyväksyntää!

Halkaisija ja keskiöetäisyys valittu kiinteästi. Muista, että poikkileikkauksen liian suuri rauditusmäärä voi johtaa kiinnityksen haurasmurtumaan.

Tämän raportin lisävarusteluettelo on vain tiedoksi käyttäjälle. Tuotteen mukana olevia käyttöohjeita on noudatettava joka tapauksessa oikean asennuksen varmistamiseksi.

Ohjelmisto ei tarkasta vähimmäisraudoitusvaatimuksia.

Halkeamaleveyden rajatila

$$h := 190 \text{ mm}$$

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

$$c_{nom} := 30 \text{ mm}$$

$$L := 3.6 \text{ m}$$

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

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

$$\psi := 1.6$$

$$\psi_2 := 0.3$$

$$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$$

Virumaluku

Muuttuvien kuormien pitkäaikaisuus

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 43 \text{ MPa}$$

Betonin puristuslujuus

$$d := 155.6 \text{ mm}$$

Tehollinen korkeus

$$A_s := 393 \text{ mm}^2$$

Toteutettavan raudoituksen pinta-ala

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.003$$

Suhteellinen raudoitusala

$$f_{ctm} := 0.3 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} = 3.21 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.247 \text{ MPa}$$

Betonin vetolujuus

$$E_{cm} := 22 \text{ GPa} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right) = 94.6 \text{ GPa}$$

Betonin kimmokerroin

$$E_{c,eff} := \frac{E_{cm}}{1 + \psi} = 36.385 \text{ GPa}$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 2.114$$

Kimmokertoimien suhde

$$\alpha_{e,eff} := \frac{E_s}{E_{c,eff}} = 5.497$$

Tehollisten kimmokertoimien suhde

Halkeamaleveyden arvo

$$w_{max} := 0.3 \text{ mm}$$

Kuormat

$$g_k := 6.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_k := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Ek} := \frac{(1.15 \cdot g_k + 1.5 \cdot q_k) \cdot L^2}{8} = 17.812 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Ominaiskuormien yhdistelmä

$$M_{Eqp} := \frac{(1.15 \cdot g_k) \cdot L^2}{8} + \psi_2 \cdot \left(\frac{(1.5 \cdot q_k) \cdot L^2}{8} \right) = 13.559 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Pitkäaikaisten kuormien yhdistelmä

Halkeamaleveyden rajatila

$$\chi_{LT} := d \cdot \rho \cdot \alpha_{e,eff} \cdot \left(-1 + \sqrt{\frac{2}{\rho \cdot (\alpha_{e,eff})}} \right) = 23.768 \text{ mm}$$

$$Z_{LT} := d - \frac{\chi_{LT}}{3} = 147.677 \text{ mm}$$

$$\sigma_{LT} := \frac{M_{Eqp}}{A_s \cdot Z_{LT}} = 233.633 \text{ MPa}$$

Minimitankoväli

$$s_{max} := 260 \text{ mm}$$

Eurokoodi 2:n taulukko 7.2N
mukaisesti

Taipumarajatila

$$h := 190 \text{ mm}$$

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

$$c_{nom} := 30 \text{ mm}$$

$$L := 3.6 \text{ m}$$

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

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

$$\psi := 1.6$$

$$\psi_2 := 0.3$$

$$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$$

Virumaluku

Muuttuvien kuormien pitkäaikaisosuus

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 43 \text{ MPa}$$

Betonin puristuslujuus

$$d := 155.6 \text{ mm}$$

Tehollinen korkeus

$$A_s := 268 \text{ mm}^2$$

Taivutussuunnan raudoituksen pinta-ala

$$a_{max} := \frac{L}{333} = 10.811 \text{ mm}$$

Sallittu taipuma

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.002$$

Suhteellinen raudoitusalala

$$\rho_0 := 10^{-3} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} = 0.006$$

$$\rho \leq \rho_0 = 1 \quad \rightarrow \text{Kaava 7.6 a}$$

$$K := 0.3$$

Taulukkoarvo

$$Ld_{max} := 0.3 \left(11 + 1.5 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3.2 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right) = 34.023$$

$$Ld_{tot} := \frac{L}{d} = 23.136$$

$$Ld_{tot} \leq Ld_{max} = 1 \quad \text{mitoitusehto toteutuu}$$

$$\frac{L}{Ld_{max}} = 105.812 \text{ mm}$$

Lähtötiedot

$$f_y := 355 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Teräksen myötölujuus}$$

$$\gamma_{M0} := 1.0 \quad \text{Taulukkoarvo}$$

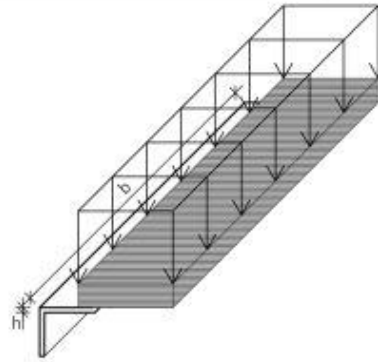
$$b := 600 \text{ mm} \quad \text{Kulmaraudan leveys}$$

$$h := 10 \text{ mm} \quad \text{Kulmaraudan korkeus}$$

$$L_y := 1.15 \text{ m} \quad \text{Laatan lyhyempi sivu}$$

$$L_x := 1.6 \text{ m} \quad \text{Laatan pidempi sivu}$$

$$A := L_x \cdot L_y = 1.84 \text{ m}^2 \quad \text{Kulmarautaa kuormittava ala}$$

Taivutusvastus L-teräs 100x100x10, ylälaippa

$$I_y := \frac{b \cdot h^3}{12} = (5 \cdot 10^4) \text{ mm}^4 \quad \text{Jähyysmomentti}$$

$$e := \frac{h}{2} = 5 \text{ mm} \quad \text{Poikkileikkaus neutraaliakselin ja laipan uloimpaan reunan etäisyys}$$

$$W := \frac{I_y}{e} = (1 \cdot 10^4) \text{ mm}^3 \quad \text{Ylälaipan taivutusvastus}$$

$$M_{c,Rd} := \frac{W \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 3.55 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Ylälaipan taivutuskestävyys}$$

Kuormat

$$g_k := 6.3 \frac{kN}{m^2} \quad q_k := 2.5 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Omapaino ja hyötykuorma}$$

Rasitukset

$$P := (1.15 \cdot g_k + 1.5 \cdot q_k) = 10.995 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_{Ed} := P \cdot A = 20.231 \text{ kN} \quad \text{Linjakuorma}$$

L-teräksen uusi taivutusvastus

$$e_{tuki} := 70 \text{ mm} \quad \text{Epäkeskisyyden kulmaraudan ja laatan välillä}$$

$$M_{laiippa} := P_{Ed} \cdot e_{tuki} = 1.416 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Laippaan kohdistuva taivutusmomentti}$$

$$W_{vaad} := \frac{M_{laiippa}}{f_y} = (3.989 \cdot 10^3) \text{ mm}^3 \quad \text{Vaadittava taivutusvastus}$$

$$\frac{W_{vaad}}{W} = 0.399 = 39.9\% \quad \text{Kulmaraudan käyttöaste}$$



Profis Anchor 2.7.5

www.hilti.fi

Yritys: Sitowise Oy
Suunnittelija: Atte Hämäläinen
Osoite: Helsinginkatu 15
Puhelin / Faksi: 044 0272322 |
E-Mail: atte.hamalainen@sitowise.com

Sivu: 1
Projekt: Rätälänkatu 20
Ala-projekti / Positionumero:
Pvm.: 21.2.2019

Suunnittelijan kommentit:

1 Syötetyt tiedot

Ankkurin tyyppi ja mitat:

Tehollinen ankkurointisyvyys:

Materiaali:

Hyväksyntä:

Julkaistu / Voimassa:

Mitoitusmenetelmä:

Tukikiinnitys:

Pohjalevy:

Profiili:

Alusmateriaali:

Asennus:

Raudoitus:

HIT-HY 200-A + HIT-Z M10

 $h_{ef,opt} = 69 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = 120 \text{ mm}$)

DIN EN ISO 4042

ETA 12/0006

30.5.2017 | -

Mitoitusmenetelmä ETAG BOND; EOTA TR 029

 $e_b = 0 \text{ mm}$ (ei tukikiinnitystä); $t = 10 \text{ mm}$ $l_x \times l_y \times t = 100 \text{ mm} \times 600 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$; (Suositeltu pohjalevyn paksuus: ei laskettu

ei profiilia

Halkeillut betoni, C25/30, $f_{c,cube} = 30,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 180 \text{ mm}$, Lämpötila lyhyt/pitkä: 40/24 °C**Poravasarella porattu reikä, Porareian olosuhde: kuiva**Ei raudoitusta tai tankojen väli on $\geq 150 \text{ mm}$ (millä tahansa \emptyset) tai $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$)

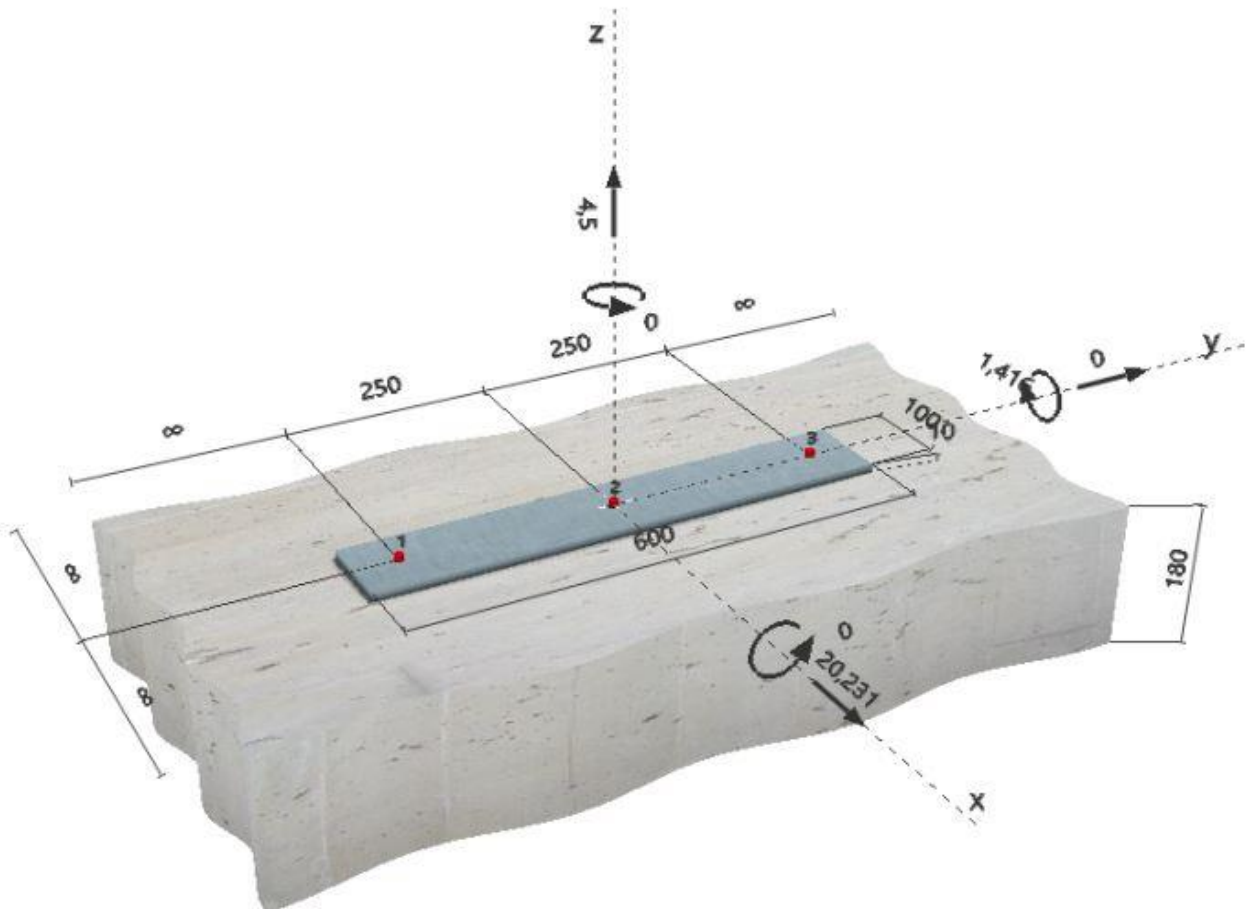
Ei pitkittäistä reunaraudoitusta

Betonin halkeilua rajoittava raudoitus käytössä, perustuen EOTA TR 029, 5.2.2.6.



SAFE-ET

Geometria [mm] & Kuormitus [kN, kNm]



Syöttötiedot ja tulokset on tarkastettava, että ne vastaavat todellisia olosuhteita!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti on rekisteröity tavaramerkki, jonka omistaa Hilti AG, Schaan



Profis Anchor 2.7.5

www.hilti.fi

Yritys: Sitowise Oy
Suunnittelija: Atte Hämäläinen
Osoite: Helsinginkatu 15
Puhelin / Faksi: 044 0272322 |
E-Mail: atte.hamalainen@sitowise.com

Sivu: 2
Projekti: Rätäläkatu 20
Ala-projekti | Positionumero:
Pvm.: 21.2.2019

2 Kuormitustilanne/Ankkurivoimaresultantti

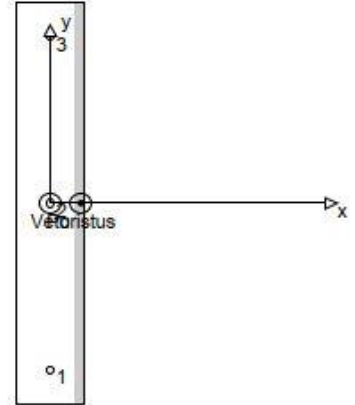
Kuormitustilanne: Suunnittelukuormat

Ankkurireaktiot [kN]

Vetovoima: (+Veto, -Puristus)

Ankkuri	Vetovoima	Leikkausvoima	Leikkausvoima x	Leikkausvoima y
1	11,717	6,744	6,744	0,000
2	11,717	6,744	6,744	0,000
3	11,717	6,744	6,744	0,000

betonin suurin muodonmuutos: 0,30 [%a]
betonin suurin puristusjännitys: 8,96 [N/mm²]
vetovoimaresultantti (x/y)=(0/0): 35,151 [kN]
puristusvoimaresultantti (x/y)=(46/0): 30,651 [kN]



3 Vetokuorma (EOTA TR 029, Kohta 5.2.2)

	Kuorma [kN]	Kapasiteetti [kN]	Käyttöaste β_n [%]	Tila
Teräksen murtuminen*	11,717	25,333	47	OK
Tartunnan pettämisen ja betonin kartiomurtumisen yhdistelmä**	35,151	82,938	43	OK
Betonin kartiomurtuminen**	35,151	45,206	78	OK
Halkeaminen**	Ei relevantti	Ei relevantti	Ei relevantti	Ei relevantti

* eniten kuormitettu ankkuri **ankkuriryhmä (vetokuormitetut ankkurit)

3.1 Teräksen murtuminen

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
38,000	1,500	25,333	11,717

3.2 Tartunnan pettämisen ja betonin kartiomurtumisen yhdistelmä

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
97200	32400	24,00	180	90	∞
$h_{ef,Helix}$ [mm]	ψ_c	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm ²]	k	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$
60	1,000	22,00	2,300	1,000	1,000
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	
41,469	124,407	1,500	82,938	35,151	

3.3 Betonin kartiomurtuminen

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]		
128547	42849	104	207		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
k_t	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]	
7,200	22,603	1,500	45,206	35,151	

Syöttötiedot ja tulokset on tarkastettava, että ne vastaavat todellisia olosuhteita!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan | Hilti on rekisteröity tavaramerkki, jonka omistaa Hilti AG, Schaan



www.hilti.fi

Profis Anchor 2.7.5

Yritys:	Sitowise Oy	Sivu:	3
Suunnittelija:	Atte Hämäläinen	Projekti:	Rätälänkatu 20
Osoite:	Helsinginkatu 15	Ala-projekti Positionumero:	
Puhelin / Faksi:	044 0272322	Pvm.:	21.2.2019
E-Mail:	atte.hamalainen@sitowise.com		

4 Leikkauskuorma (EOTA TR 029, Kohta 5.2.3)

	Kuorma [kN]	Kapasiteetti [kN]	Käyttöaste β_v [%]	Tila
Teräksen murtuminen (ilman vipuvartta)*	6,744	15,200	45	OK
Teräksen murtuminen (vipuvarella)*	Ei relevantti	Ei relevantti	Ei relevantti	Ei relevantti
Betonin kampeamismurtuminen**	20,231	90,412	23	OK
Betonin reunamurtuminen suunnassa **	Ei relevantti	Ei relevantti	Ei relevantti	Ei relevantti

* eniten kuormitettu ankkuri **ankkuryhmä (relevantit ankkurit)

4.1 Teräksen murtuminen (ilman vipuvartta)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
19,000	1,250	15,200	6,744

4.2 Lohkeaminen (betonin kartiomurtuminen)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	k_1
128547	42849	104	207	2,000	7,200
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]		
22,603	1,500	90,412	20,231		

5 Veto- ja leikkauskuormien yhdistelmä (EOTA TR 029, Kohta 5.2.4)

β_N	β_V	α	Käyttöaste $\beta_{N,V}$ [%]	Tila
0,778	0,444	1,500	99	OK

$$\beta_N^0 + \beta_V^0 \leq 1,0$$

6 Siirtymät (eniten kuormitettu ankkuri)

Lyhytaikainen kuormitus:

N_{Sk} = 8,679 [kN]	δ_N = 0,280 [mm]
V_{Sk} = 4,995 [kN]	δ_V = 0,300 [mm]
	δ_{NV} = 0,410 [mm]

Pitkäaikainen kuormitus:

N_{Sk} = 8,679 [kN]	δ_N = 0,841 [mm]
V_{Sk} = 4,995 [kN]	δ_V = 0,400 [mm]
	δ_{NV} = 0,931 [mm]

Huomautuksia: Vetosiirtymät ovat mahdollisia puolella vaaditusta kirstymomentista! Halkeilematon Leikkaussiirtymät ovat voimassa, kun betonin ja ankkurilevyn välillä ei ole kitkaa! Poratun reiän ja asennusreiän toleransseista johtuvaa rakoa ei oteta huomioon tässä laskelmassa!

Hyväksytyt ankkurin siirtymät riippuu kiinnitetystä rakenteesta ja on suunnittelijan toimesta tarkistettava erikseen!

7 Varoitukset

- Pohjalevy oletetaan riittävän jäykäksi, jotta se ei muuta muotoaan kuormitusten vaikutuksesta.
- Kuormien siirtyminen betoniin pitää tarkastaa EOTA TR 029, kohdan 7 mukaan!
- Mitoitus on pätevä vain, mikäli pohjalevyssä oleva reikä ei ole suurempi kuin mitä on määritelty Taulukossa 4.1, EOTA TR 029! Suuremmille reiän halkaisijoille, katso EOTA TR 029, Kappale 1.1!
- Porareian olosuhde 1 ei vaadi porareian puhdistusta poravasarella tehtyyn reikään.
- Liitoksen ominaiskapasiteetti riippuu lyhyt- ja pitkäaikaisista lämpötiloista.
- Reunavahvistusta ei tarvita halkeamismurron välttämiseksi

Kiinnitys täyttää mitoitus ehdot!



www.hilti.fi

Profis Anchor 2.7.5

Yritys: Sitowise Oy
 Suunnittelija: Atte Hämäläinen
 Osoite: Helsinginkatu 15
 Puhelin / Faksi: 044 0272322 |
 E-Mail: atte.hamalainen@sitowise.com

Sivu: 4
 Projekti: Rätälänkatu 20
 Ala-projekti / Positionumero:
 Pvm.: 21.2.2019

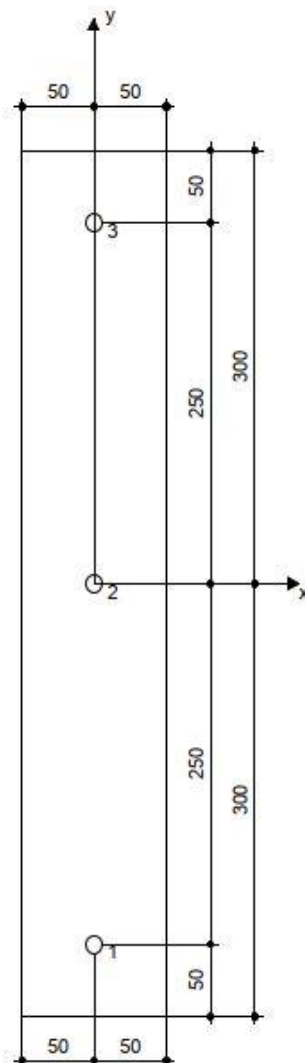
8 Asennusohjeet

Pohjalevy, teräs: -
 Profili: ei profilia
 Reiän halkaisija rakenteessa: $d_r = 12$ mm
 Levyn paksuus (syötetty): 10 mm
 Suositeltu pohjalevyn paksuus: ei laskettu
 Drilling method: Hammer drilled
 Puhdistus: Reikää ei tarvitse puhdistaa

Ankkurin tyyppi ja mitat: HIT-HY 200-A + HIT-Z M10
 Kiristysmomentti: 0,025 kNm
 Reiän halkaisija alusmateriaalissa: 12 mm
 Reiän syvyys alusmateriaalissa: 99 mm
 Alusmateriaalin minimipaksuus: 129 mm

8.1 Tarvittavat lisävarusteet

Poraus	Puhdistus	Asennus
<ul style="list-style-type: none"> Soveltuva poravasara Oikean kokoinen poranterä 	<ul style="list-style-type: none"> Lisävarusteita ei tarvita 	<ul style="list-style-type: none"> Puristin, sisältäen kasetin ja sekoitinkärjen Momenttiavain



Ankkureiden koordinaatit [mm]

Ankkuri	x	y	c_x	c_{+x}	c_y	c_{+y}
1	0	-250	-	-	-	-
2	0	0	-	-	-	-
3	0	250	-	-	-	-

Syötötiedot ja tulokset on tarkastettava, että ne vastaavat todellisia olosuhteita!
 PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan | Hilti on rekisteröity tavaramerkki, jonka omistaa Hilti AG, Schaan



www.hilti.fi

Profis Anchor 2.7.5

Yritys:	Sitowise Oy	Sivu:	5
Suunnittelija:	Atte Hämäläinen	Projekti:	Rätiälänkatu 20
Osoite:	Helsinginkatu 15	Aia-projekti Positionumero:	
Puhelin / Faksi:	044 0272322	Pvm.:	21.2.2019
E-Mail:	atte.hamalainen@sitowise.com		

9 Remarks; Your Cooperation Duties

- Any and all information and data contained in the Software concern solely the use of Hilti products and are based on the principles, formulas and security regulations in accordance with Hilti's technical directions and operating, mounting and assembly instructions, etc., that must be strictly complied with by the user. All figures contained therein are average figures, and therefore use-specific tests are to be conducted prior to using the relevant Hilti product. The results of the calculations carried out by means of the Software are based essentially on the data you put in. Therefore, you bear the sole responsibility for the absence of errors, the completeness and the relevance of the data to be put in by you. Moreover, you bear sole responsibility for having the results of the calculation checked and cleared by an expert, particularly with regard to compliance with applicable norms and permits, prior to using them for your specific facility. The Software serves only as an aid to interpret norms and permits without any guarantee as to the absence of errors, the correctness and the relevance of the results or suitability for a specific application.
- You must take all necessary and reasonable steps to prevent or limit damage caused by the Software. In particular, you must arrange for the regular backup of programs and data and, if applicable, carry out the updates of the Software offered by Hilti on a regular basis. If you do not use the AutoUpdate function of the Software, you must ensure that you are using the current and thus up-to-date version of the Software in each case by carrying out manual updates via the Hilti Website. Hilti will not be liable for consequences, such as the recovery of lost or damaged data or programs, arising from a culpable breach of duty by you.

Perustuksille syntyvä lisäkuorma	$G := 9.81 \frac{m}{s^2}$	Putoamiskiihtyvyys
Kuormat		
$g_{rail} := 1 \frac{kN}{m}$		Kaidekuorma
$g_c := 25 \frac{kN}{m^3}$		Betonikuorma
$g_s := 15.1 \frac{kg}{m}$		Teräskuorma
$g_e := 2 \frac{kg}{m^2}$		Eristeet
Lisäkuorma		
Betoni		
$g_{c.V1} := 550 \text{ mm} \cdot 3200 \text{ mm} \cdot 170 \text{ mm} = 0.299 \text{ m}^3$		Alalaatta
$g_{c.V2} := 125 \text{ mm} \cdot 4400 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm} = 0.22 \text{ m}^3$		Reunaholkka
$g_{c.V3} := 65 \text{ mm} \cdot 3200 \text{ mm} \cdot 1400 \text{ mm} = 0.291 \text{ m}^3$		Pintalaatta
$g_{c.V} := g_{c.V1} + g_{c.V2} + g_{c.V3} = 0.81 \text{ m}^3$		Parvekelaatan tilavuus
$g_{c.laatta} := g_c \cdot g_{c.V} = 20.26 \text{ kN}$		Parvekelaatan betonin paino
Kaide		
$l_a := 3450 \text{ mm}$	$l_d := 650 \text{ mm}$	Kaidemittoja
$l_{rail} := 2 \cdot l_d + l_a = 4.75 \text{ m}$		
$g_{rail.parveke} := g_{rail} \cdot l_{rail} = 4.75 \text{ kN}$		Kaidekuorma
Eriste		
$A_{ins} := 1400 \text{ mm} \cdot 3200 \text{ mm} = 4.48 \text{ m}^2$		
$g_{ins.kg} := g_e \cdot A_{ins} = 8.96 \text{ kg}$		
$g_{ins} := g_{ins.kg} \cdot G = 0.088 \text{ kN}$		Eristekuorma
Teräs		
$g_{st} := g_s \cdot 0.6 \text{ m} = 9.06 \text{ kg}$		$g_{steel} := g_{st} \cdot G = 0.089 \text{ kN}$

Väliseinät

$$l_w := 500 \text{ mm} \quad h_w := 2100 \text{ mm}$$

$$g_{c.board} := 13.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad \text{Cembrit Luja A levy}$$

$$g_{runko} := 1 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad \text{Termorankarunko}$$

$$A_{board} := l_w \cdot h_w = 1.05 \text{ m}^2 \quad \text{Parvekeseinä}$$

$$g_{c.b} := g_{c.board} \cdot A_{board} = 14.49 \text{ kg}$$

$$g_b := g_{c.b} \cdot G = 142.147 \text{ N} \quad \text{Lujalevyn kuorma}$$

$$g_{runko.par} := \frac{g_{runko} \cdot l_w}{2} = 0.25 \text{ kg}$$

$$g_{runko.tot} := g_{runko.par} \cdot G = 2.453 \text{ N}$$

$$g_{wall} := g_b + g_{runko.tot} = 0.145 \text{ kN}$$

Kokonaiskuorma

$$n := 56 \quad \text{Parvekkeiden lukumäärä}$$

$$g_{tot.parveke} := g_{c.laatta} + g_{rail.parveke} + g_{ins} + g_{wall} + g_{steel} = 25.331 \text{ kN}$$

$$g_{tot} := g_{tot.parveke} \cdot n = 1.419 \text{ MN} \quad \text{Kokonais parvekekuorma}$$

Olemassa olevista parvekkeista purkaantuu n. 50% yllä lasketusta kuormasta, mutta tässä sitä ei huomioida, koska kuormat ovat muutenkin pieniä.

$$V_{tot} := 23970 \text{ m}^3 \quad \text{Koko kiinteistön tilavuus}$$

$$A_{tot} := 6301 \text{ m}^2 \quad \text{Koko kiinteistön pinta-ala}$$

$$g_{m.2} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Taulukko arvo}$$

$$g_{house} := A_{tot} \cdot g_{m.2} = 15.753 \text{ MN} \quad \text{Kiinteistön tuottama kuorma paaluille}$$

$$g_{house.new} := g_{tot} + g_{house} = 17.171 \text{ MN} \quad \text{Sama lisäkuormilla}$$

$$\frac{g_{tot}}{G} = (1.446 \cdot 10^5) \text{ kg} \quad \text{Lisäkuorma paaluille}$$

Tilavuudet ja pinta-alat vanhoista suunnitelmista

Elementtikuormat

Linjan 31 perustus

$$G := 9.81 \frac{m}{s^2}$$

Putoamiskiihtyvyys

VANHAT ELEMENTIT

$$K8 := 390 \text{ kg}$$

Parvekkeen sisäkuorielementti, puretaan kokonaan

$$K10 := 180 \text{ kg}$$

Parvekkeen "kulmaelementti", puretaan kokonaan

$$PK4a := 620 \text{ kg}$$

Parvekekaide, puretaan kokonaan

$$PKu8 := 790 \text{ kg}$$

Julkisivuelementti, ullakko, puretaan kokonaan

$$Ku16 := 650 \text{ kg}$$

Julkisivuelementti, ullakko, puretaan kokonaan

$$N8 := 950 \text{ kg}$$

Julkisivuelementti, puretaan puolet

$$N14 := 570 \text{ kg}$$

Parvekkeen ja asunnon seinä, puretaan puolet

$$P3 := 1960 \text{ kg}$$

Vanha parvekelaatta

Asuinkerroksien elementtikuorma linjalle 31

$$g_{kerros} := 4 \cdot \left(\frac{N8}{2} + K8 + K10 + \frac{PK4a}{2} + \frac{P3}{2} + \frac{N14}{2} \right) = (1.048 \cdot 10^4) \text{ kg}$$

Ullakon elementtikuorma linjalle 31

$$g_{ullakko} := \frac{Ku16}{2} + \frac{PKu8}{2} = 720 \text{ kg}$$

$$g_{tot.vanha} := g_{kerros} + g_{ullakko} = (1.12 \cdot 10^4) \text{ kg}$$

Kokonaiskuorma linjalle 31

UUDET ELEMENTITJulkisivu SEROC OY / ULMA VANGUARD EARTH

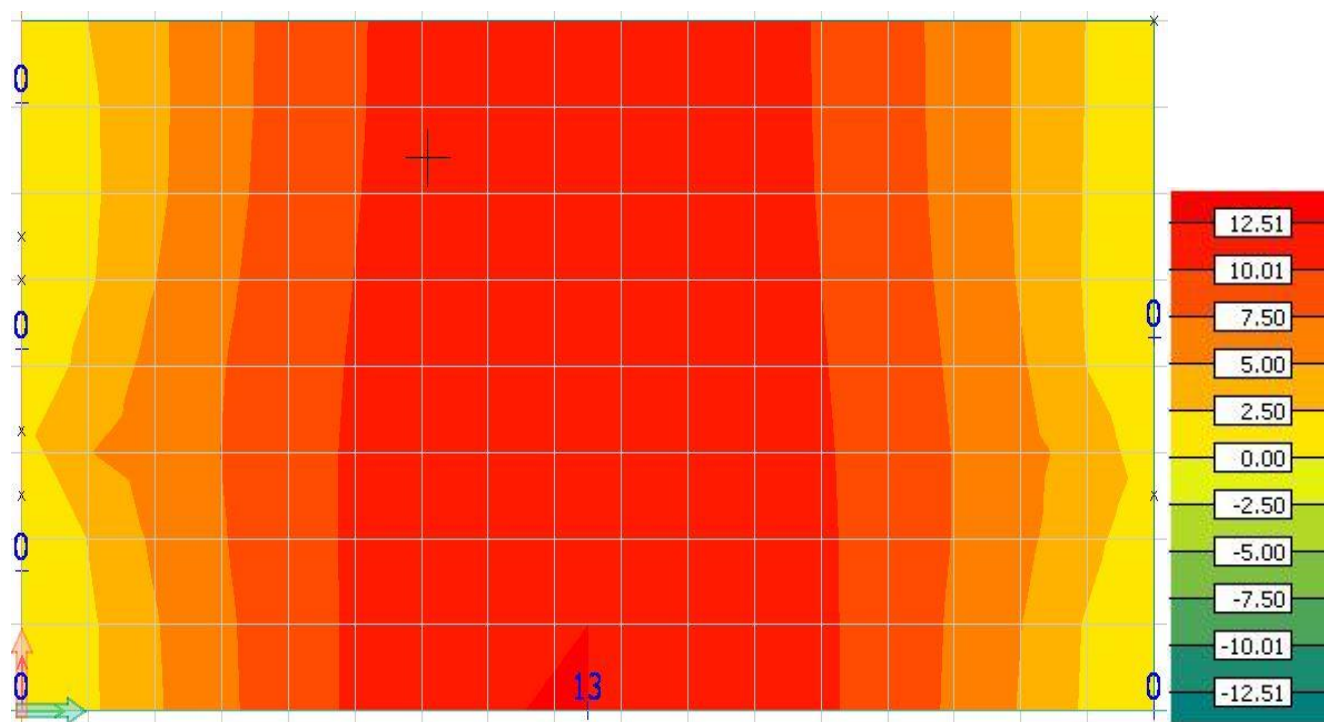
$$l_{elementit} := \frac{2875 \text{ mm}}{2} + 2180 \text{ mm} = 3.618 \text{ m}$$

Elementtikuormien vaikutusalueen leveys ja korkeus linjalle 31 vanhoista suunnitelmista

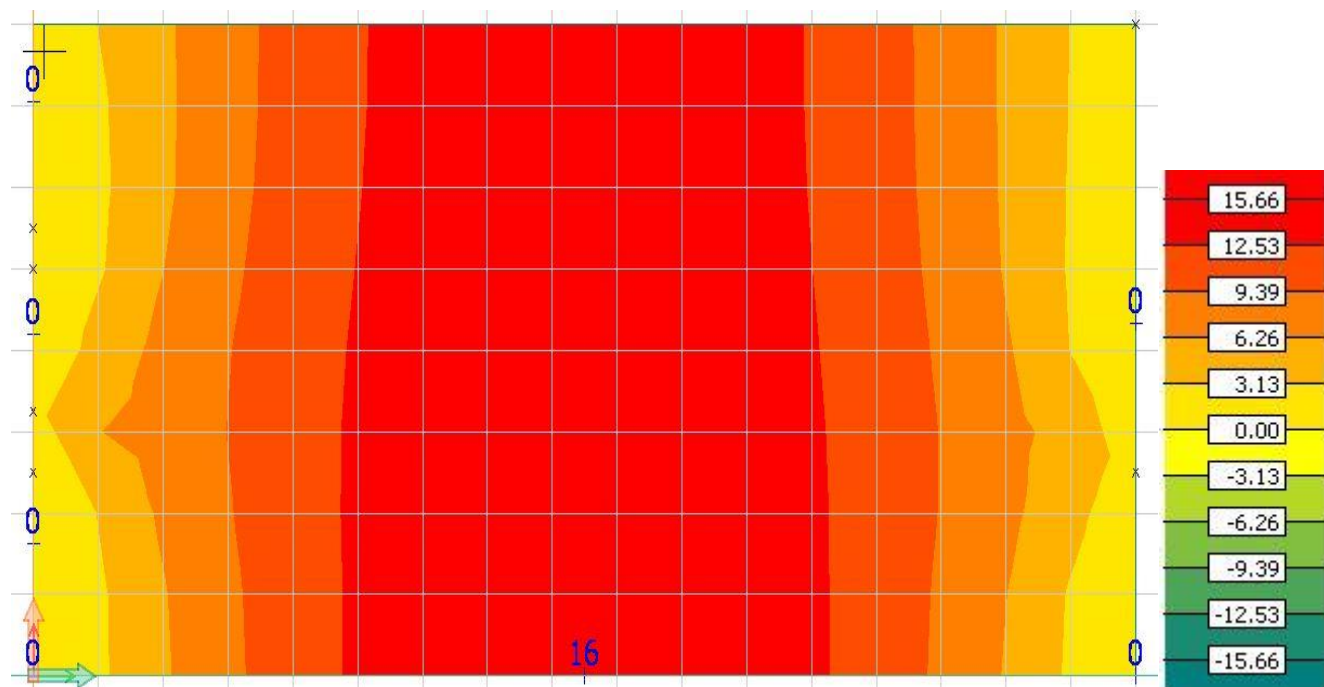
$$h_{elementit} := 29750 \text{ mm} - 15000 \text{ mm} = 14.75 \text{ m}$$

$A_{elementit} := l_{elementit} \cdot h_{elementit} = 53.358 \text{ m}^2$	Elementtien pinta-ala (Ikkunat jätetty laskennasta, varmuutta)
$g_{elementti.A} := 33 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$	Elementtien neliökuorma tuotetoimittajalta
$g_{elementti} := A_{elementit} \cdot g_{elementti.A} = (1.761 \cdot 10^3) \text{ kg}$	Elementtien kuorma linjalle 31
<u>Parvekelaatta</u>	
$g_{tot.parveke} := 23.971 \text{ kN}$	Uuden parvekkeen kokonaispaino parvekelaatan laskelmasta
$g_{parveke.1} := \frac{g_{tot.parveke}}{G} = (2.444 \cdot 10^3) \text{ kg}$	Yksittäisen parvekelaatan paino
$g_{parveke} := \frac{(g_{parveke.1} \cdot 4)}{2} = (4.887 \cdot 10^3) \text{ kg}$	Parvekelaattojen kuorma linjalle 31
<u>Parvekkeiden uudet väliseinät</u>	
$g_{väliseinä} := 0.145 \text{ kN}$	Parvekkeen uuden väliseinärakenteen paino parvekelaatan laskelmasta
$g_{sep.wall} := \frac{g_{väliseinä}}{G} = 14.781 \text{ kg}$	Yksittäisen väliseinän paino
<u>5.krs parvekkeen uusi katos</u>	
$g_{katos} := 1000 \text{ kg}$	Katoksen paino, rakennesuunnittelmista
<u>Uusien rakenteiden kokonaiskuorma</u>	
$g_{tot.uusi} := g_{elementti} + g_{parveke} + 4 \cdot g_{sep.wall} + g_{katos} = (7.707 \cdot 10^3) \text{ kg}$	
<u>Vanhojen elementtien kuorma</u>	
Osasta olemassa olevista elementeistä puretaan vain ulkokuori jolloin n. puolet elementtien painosta jää kuormittamaan perustuksia.	
$g_{old.elementit} := \frac{4 \cdot \frac{N8 + N14}{2}}{2} = (1.52 \cdot 10^3) \text{ kg}$	Elementtikuormien lisäys jakautuu 2 perustuslinjaan, jolloin kuorma jaetaan vielä 2. Kuormaksi linjalle 31 jää tällöin 1520kg.
<u>Perustusten kuormamuutos</u>	
$g_{perustus} := (g_{tot.uusi} + g_{old.elementit}) - g_{tot.vanha} = -1.973 \cdot 10^3 \text{ kg}$	
Vaikka parvekelaattaa laajennetaan, rakenne keventyy julkisivumuutoksen takia.	

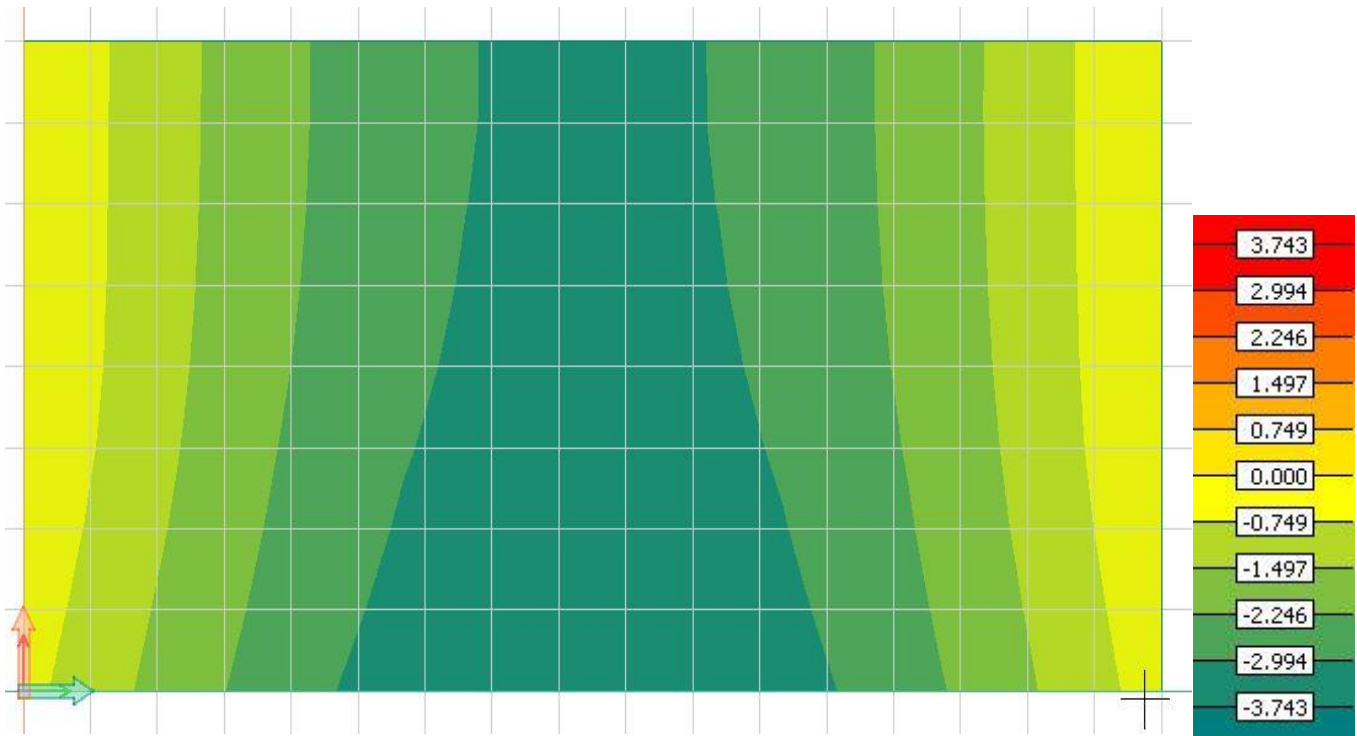
Käyttörajatilamitoituksen momentti



Murtorajatilamitoituksen momentti



Taipuma maksimi 3.7 mm



Olemassa olevan parvekelaatan taivutuskestävyys

$h := 170 \text{ mm}$	Laatan korkeus
$c_{nom} := 30 \text{ mm}$	Betonipeite
$\phi := 10 \text{ mm}$ $A_s \phi := 78.5 \text{ mm}^2$	Taivutusraudoituksen tankokoko
$d := h - c_{nom} - \frac{1.1 \cdot \phi}{2} = 134.5 \text{ mm}$	Laatan tehollinen korkeus
$k := 200 \text{ mm}$	Taivutusraudoituksen tankoväli
$L := 3600 \text{ mm}$	Taivutussuunnan pituus

Betoniteräs**Betoni BK300**

$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$		$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$
$\gamma_s := 1.15$	Materiaalikertoimet	$\alpha_{cc} := 0.85$ $\gamma_c := 1.5$
$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$	Suunnittelulujuudet	$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \text{ MPa}$

$$A_s := \frac{A_s \phi}{k} = 392.5 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Jakautunut taivutusraudoitusmäärä

$$\omega := \frac{A_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.075$$

Mekaaninen raudoitusuhde

$$\beta := \omega$$

Tehollisen puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus

$$\mu := \beta \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 0.072$$

Suhteellinen momentti

$$M_{Rd} := \mu \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 22.096 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Vanhan laatan momenttikestävyys

Kuormat ja rasitukset

$$g_{k,laatta} := 5.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Laatan omapaino pinta-alayksikköä kohden

$$g_{k,kaide} := 1.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Kaidekuorma pinta-alayksikköä kohden

$$q_k := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Hyötykuorma parvekkeille

$$p_{Ed,1} := 1.15 (g_{k,laatta} + g_{k,kaide}) + 1.5 \cdot q_k = 10.995 \frac{kN}{m^2}$$

$$p_{Ed,2} := 1.35 (g_{k,laatta} + g_{k,kaide}) = 8.505 \frac{kN}{m^2}$$

$$p_{Ed} := \max(p_{Ed,1}, p_{Ed,2}) = 10.995 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_{Ed} := \frac{p_{Ed} \cdot L^2}{8} = 17.812 \frac{kN \cdot m}{m} \quad \text{Mitoitusmomentti}$$

Käyttöaste

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0.806 = 81\%$$

Vanhan laatan halkeilu

$$E_s := 200 \text{ GPa} \quad E_{c,eff} := 32.8 \text{ GPa}$$

$$a_e := \frac{E_s}{E_{c,eff}} = 6.098 \quad \text{Kimmokertoimien suhde}$$

$$b := 1000 \text{ mm} \quad h := 170 \text{ mm}$$

$$A_{s,1} := 393 \text{ mm}^2 \quad f_{ctm} := 2.9 \text{ MPa}$$

$$x_1 := \frac{\left(\frac{b \cdot h^2}{2} + (a_e - 1) \cdot (A_{s,1} \cdot d) \right)}{(b \cdot h + (a_e - 1) \cdot (A_{s,1}))} = 85.577 \text{ mm} \quad \text{Puristetun osan korkeus}$$

$$I_{c1} := \frac{b \cdot h^3}{12} + \left(b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - x_1 \right)^2 \right) + \left((a_e - 1) \cdot mm^4 \right) = (4.095 \cdot 10^8) \text{ mm}^4 \quad \text{Jäyhyysmomentti}$$

$$W := \frac{I_{c1}}{h - x_1} = (4.85 \cdot 10^6) \text{ mm}^3 \quad \text{Taivutusvastus}$$

$$M_{cr} := f_{ctm} \cdot W = 14.066 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Halkeilurajan mitoitusmomentti}$$

Käyttöaste

$$\frac{M_{cr}}{M_{Ed}} = 0.79 \quad \text{Vanha laatta pysyy edelleen halkeamattomana}$$