

---

**BETONI- JA TIILIRAKENTEIDEN AUKOTUKSIEN  
LISÄVAHVISTAMINEN**



Ammattikorkeakoulun opinnäytetyö

Rakennustekniikka

Visamäki, syksy 2014

Eveliina Pajuoja



## VISAMÄKI

Rakennustekniikan koulutusohjelma  
Rakennetekniikka

---

<b>Tekijä</b>	Eveliina Pajuoja	<b>Vuosi</b> 2014
<b>Työn nimi</b>	Betoni- ja tiilirakenteiden aukotuksien lisävahvistaminen	

---

## TIIVISTELMÄ

Tämän työn tilaajana toimi Vahanen Oy, joka on yksi suurimmista korjausrakentamisen asiantuntijaorganisaatioista Suomessa. Opinnäytetyön tarkoituksena oli kehittää yrityksen suunnittelijoiden käyttöön Eurokoodin mukaiset laskentapohjat sekä malli-kuvat mahdollisista aukotusratkaisuista betoni- ja tiilirakenteissa.

Työn edetessä kuitenkin kävi ilmi, että yhtenäisen laskentapohjan luominen kaikille rakenteille ja kaikille aukotusratkaisuille oli käytännössä mahdotonta, sillä harva projekti on samanlainen. Tämän seurauksena kehitettiin suunnittelijan käyttöön tietopaketti betoni- ja tiilirakenteista ja niiden aukotuksista.

Tässä työssä on käyty läpi betoni- ja tiilirakenteiden aukotuksien rajoituksia sekä mahdollisia vahvistusrakenteita. Työhön on sisällytetty esimerkkejä helpoimmista ja käytetyimmistä lisävahvistusratkaisuista eri rakenteille. Esimerkkikuviin pohjautuen on tarkasteltu mahdollisia työnaikaisia tuentoja. Lisäksi on tarkasteltu aukon vaikutusta yksittäisen rakenteen jäykkyyteen seinissä ja laatoissa.

**Avainsanat** Korjausrakentaminen, rakenteet, aukotus, kantavuus

**Sivut** 38 s. + liitteet 7 s.

VISAMÄKI

Degree Programme in Building and Construction Engineering  
Structural Engineering

---

**Author**

Eveliina Pajuoja

**Year** 2014

**Subject of Bachelor's thesis**

Strengthening openings in concrete and brick structures

---

ABSTRACT

This thesis was commissioned by Vahanen Oy which is one of the biggest renovation experts in Finland. The objective of this thesis was to develop calculating sheets according to Eurocode and example pictures of possible strengthening solutions in concrete and brick structures for structural engineers to use.

As the work proceeded it became clear that it was nearly impossible to create a uniform calculating sheet for all structures and all solutions because a project is rarely similar to another. Due to this it was decided to create an information package on concrete and brick structures and their opening solutions for structural engineers to use.

This thesis discusses limitations and possible strengthening solutions for openings in concrete and brick structures. The thesis includes examples of the easiest and most used strengthening solutions for different structures. Possible supporting methods were considered based on example pictures. In addition, the effect of an opening on the stiffness of structures in walls and slabs was examined.

**Keywords** Renovation, structures, openings, capacity

**Pages** 38 p. + appendices 7 p.

# SISÄLLYS

1	JOHDANTO .....	1
2	VAHVISTAMINEN .....	1
2.1	Vahvistamisen syyt .....	1
2.2	Yleisiä vahvistamistapoja .....	2
3	VAHVISTAMISTARPEEN SELVITTÄMINEN .....	3
3.1	Kuormat .....	3
3.1.1	Omapaino .....	3
3.1.2	Lumi- ja tuulikuorma .....	4
3.1.3	Hyötykuorma .....	6
3.2	Materiaalit .....	8
3.2.1	Betoni .....	8
3.2.2	Rauditus .....	9
3.2.3	Tiilet ja harkot .....	11
3.3	Varmuuskertoimet .....	12
4	VAHVISTAMISEN SUUNNITTELU .....	14
4.1	Jäykistyksen huomiointi .....	14
4.1.1	Seinät .....	15
4.1.2	Laatat .....	18
4.2	Pystykuormien siirtyminen .....	19
5	BETONISEINÄN AUKOTUS .....	20
5.1	Paikalla valettu seinä .....	20
5.2	Seinämäinen palkki .....	23
6	TIILISEINÄN AUKOTUS .....	25
6.1	Kantava seinä .....	25
6.2	Ei-kantava seinä .....	29
7	LAATASTON AUKOTUS .....	29
7.1	Paikalla valetut betonilaatat .....	29
7.1.1	Yhteen suuntaan kantava .....	32
7.1.2	Ristiin kantava .....	32
7.1.3	Pilarilaatta .....	32
7.1.4	Jatkuvan laatan aukotus .....	33
7.2	Ontelolaatat .....	34
7.2.1	Pienet reiät .....	35
7.2.2	Suuret reiät .....	35
	LÄHTEET .....	37

---

Liite 1	Esimerkkilaskelma: UNP-palkin mitoitus konsolilla
Liite 2	Profis Anchor 2.4.8: Konsolin pulttien mitoitus

## 1 JOHDANTO

Peruskorjattavien asuinrakennusten ja toimitilojen määrä kasvaa vuosittain. Tällä hetkellä korjaustarpeen alaisena ovat 1970-luvulla rakennetut rakennukset. Lisäksi toimistorakennuksia muutetaan asuin käyttöön yhä enemmän asuntotarpeen tyydyttämiseksi.

Määräyksien muuttuessa rakennuksien toiminnalle asetetaan uusia vaatimuksia. Rakennukset korjataan aina viimeisimpien, voimassa olevien määräysten mukaisiksi ja tästä syystä vanhojen hormien ja muiden läpivientien koot eivät välttämättä riitä esimerkiksi uusien putkivetojen viemiseen. Tällöin läpivientejä on usein suurennettava tai niiden paikkaa muutettava, jolloin seinää tai laattaa on vahvistettava kuormien uudelleen johtamiseksi kantavaan rakenteeseen.

Muutettaessa toimistorakennuksia asuinrakennuksiksi tilaratkaisut joudutaan usein miettimään uudelleen ja uusia LVIS- linjoja täytyy tehdä. Tällöin vanhoihin rakenteisiin joudutaan tekemään uusia aukkoja, jolloin rakenteen vahvistus täytyy huomioida.

Huoneistojakoa suunniteltaessa täytyy ottaa huomioon vanhat kantavat rakenteet ja tarpeiden mukaan vahvistettava niitä. Kantavia seiniä aukotettaessa täytyy huomioida kuormien kulkeutuminen vesikatolta aina perustuksiin asti.

Seiniä aukotettaessa tulee ottaa huomioon myös rakennuksen jäykkyyden säilyttäminen. Rakennuksen stabiliteetti muodostuu useista rakennuksen osista, jolloin yhdenkin jäykistävän seinän uusi oviaukko tai laatastoon tehtävä suuri aukko voi aiheuttaa muutoksia stabiliteetissa. Uusia aukkoja tehtäessä on muistettava tarkastella rakennusta kokonaisuutena, eikä vain keskittyä yksittäisiin rakenneosiin.

## 2 VAHVISTAMINEN

Vanhoja rakenteita joudutaan usein vahvistamaan, vaikka uusia aukkoja ei tehtäisikään. Vahvistamistavan valinnassa on tärkeää tietää, mikä on perimmäinen syy rakenteen kantokyvyn muutokselle ja sen kautta miettiä sopivaa vahvistamistapaa. Lisäksi täytyy ottaa huomioon koko rakenteen staattinen malli ja vahvistuksen vaikutus rakenteeseen sekä ympärillä oleviin rakenteisiin.

### 2.1 Vahvistamisen syyt

Rakenteet voivat vaatia vahvistamista useasta eri syystä. Näistä tavallisia ovat kuormien lisääntyminen, rakenteen lujuusominaisuuksien muuttuminen tai perustusten painuminen.

Kuormien lisääntyminen voi johtua rakenteiden muuttumisesta tai esimerkiksi lisäkerroksien rakentamisesta. Tällöin alempana oleville kantaville

rakenteille kohdistuu suuremmat kuormitukset kuin alun perin on suunniteltu. Tällöin alemmissa kerroksissa voi pahimmillaan esiintyä rakenteiden pullistumista ulospäin, jolloin rakenteiden vahvistustoimet on suoritettava mahdollisimman nopeasti.

Vanhoissa rakenteissa saattaa olla suuriakin eroja lujuusominaisuuksilla. Materiaalit sekoitettiin työmailla käsin, joten niiden ominaisuudet voivat vaihdella rakenteessa paljonkin. Rakenteisiin on saatettu suunnitella lujuusominaisuuksillaan parempaa materiaalia, mutta työmaalla on syystä tai toisesta käytetty huonompaa materiaalia. Materiaalin ominaisuudet ovat myös saattaneet muuttua ajan saatossa erilaisista rasitusolosuhteista riippuen.

Perustusten painuminen aiheuttaa yleensä rakenteisiin halkeilua ja vaurioita, jotka täytyy korjata lisävahvistamalla rakenteita. Varsinkin eikantavissa seinissä vauriot voi huomata melko helposti. Korjaamattomana painumisen jatkuminen aiheuttaa halkeamien suurentumista ja lopulta rakenteen lujuuden menetyksen. Perustusten painuminen voi aiheuttaa myös rakenneosien siirtymistä ja täten rakenneosien stabiliteetin menetyksen.

### 2.2 Yleisiä vahvistamistapoja

Rakenteita voidaan vahvistaa monin eri tavoin. Tavallisimpia ovat rakenteen lisäraudoittaminen, lisätukeminen ja jännittäminen. Lisäksi hiilikuituvahvistaminen on mahdollista.

Lisäraudoitettaessa vaakasuuntaista rakennetta kantavuutta voidaan kasvattaa lisäämällä terästä rakenteen puristetulle tai vedetylle puolelle. Pystyrakenteissa käytetään manttelointia, jolloin raudoitettu betoni valetaan tai ruiskutetaan rakenteen pintaan. Mikäli vanha betoni on vaurioitunut, se täytyy poistaa jotta voidaan varmistaa uuden ja vanhan rakenteen yhteistoiminta. Lisäksi käytetään mekaanisia kiinnikkeitä uuden ja vanhan betonin välillä. (BY41: 2007, 87–88.)

Rakennetta voidaan vahvistaa myös liimaamalla hiilikuitulevyä tai -kangasta rakenteen vedettyyn pintaan. Kiinnityksessä käytetään epoksi-pohjaista liimaa. Hiilikuidun asentaminen on nopeaa ja sillä saadaan kasvatettua rakenteen vetokestävyyttä.

Rakenteen lisätuentaa käytetään yleensä väliaikaisena ratkaisuna. Rakenteen huono kunto ja mahdollinen sortumavaara edellyttävät yleensä lisätuennan käyttöä. Lisätuentaa voidaan käyttää myös varsinaisena korjausratkaisuna. Laatta voidaan kentästä tukea pilareilla tai palkeilla, jos sen kantavuus ei esimerkiksi rakennuksen käyttötarkoituksen muutoksen vuoksi enää riitä. Tällaisessa tapauksessa täytyy huomioida laataston muuttuneet tukivoimat ja -momentit.

Teräsbetonirakenteita voidaan vahvistaa myös jännittämällä rakenne jälkeenpäin. Tämä menetelmä soveltuu parhaiten järeisiin, taivutettuihin rakenteisiin. (BY41: 2007, 88.) Jänteinä voidaan käyttää rakenteen sisään tai ulkopuolelle asennettavia jänteitä. Käytettäessä sisäpuolisia jänteitä, jän-

neteräkset jännitetään ympäröivän betonin kovettuttua. Jänneet asennetaan suojaputkien sisään, jotka jännittämisen jälkeen injektoidaan. Myös muovilla päällystettyä terästä voidaan käyttää, jolloin kyseessä on tarttumaton jänne jota ei tarvitse injektoida. Ulkopuolelle asennettuja jänneitä käytettäessä ei tarvita erillistä betonivalua lainkaan. Jänneet jännitetään jännitettyä tai pultattua teräsosaa vasten, joka on liimattu rakenteeseen. (Berghäll 1991, 93–95.)

### 3 VAHVISTAMISTARPEEN SELVITTÄMINEN

#### 3.1 Kuormat

Yleisesti hyväksytyyn määritelmän mukaan kuormalla tarkoitetaan voimaa tai muuta vaikutusta, joka aiheuttaa rakenteeseen jännityksiä, muodonmuutoksia tai siirtymiä. Rakenteen kuormitus muodostuu yleensä useiden yksityisten kuormien yhteisvaikutuksesta. (RIL 125: 1986, 47.)

Jonkin tietyn kuorman vaikutus rakenteen toimintatapaan ja rasitukseen riippuu mm. seuraavista asioista:

- kuorman suuruus
- kuorman pysyvyys
- kuorman toistuvuus
- kuorman jakauma rakenteessa. (RIL 125: 1986, 47.)

1960-luvulla ja 1970-luvun alussa rajanveto virallisen ja epävirallisen säännösten välillä kuvasti lähinnä säännösten syntyprosessia eikä esimerkiksi määräysten sitovuutta. Epävirallisissa RIY:n tai RIL:n julkaisuissa esitetyt ohjeita saatettiin käyttää Suomen Asetuskokoelman viranomaismääräysten tavoin rakenteiden suunnittelussa. Käytännössä rakentamisajankohdan säännösten virallisuusasteella ei ole merkitystä sovellettaessa määräyksiä ja ohjeita korjausrakentamisessa. Suunnittelussa ja rakentamisessa käytetyt määräykset ja ohjeet ovat ratkaisevia. (Kerrostalot 1960–1975: 1994, 240.)

Ennen suunnittelutyön aloittamista täytyy selvittää rakennuksen rakentamisvuosi ja verrata sen aikaisia laskentakuormia nykyvaatimuksiin, jos vanhoja dokumentteja on saatavilla. On myös suositeltavaa neuvotella rakennusvalvontaviranomaisten kanssa käytettävistä kuormista sekä vanhojen ja nykymääräyksiä soveltamisesta, jotta voidaan mahdollisesti tehdä kevennyksiä nykyaikaisiin määräyksiin.

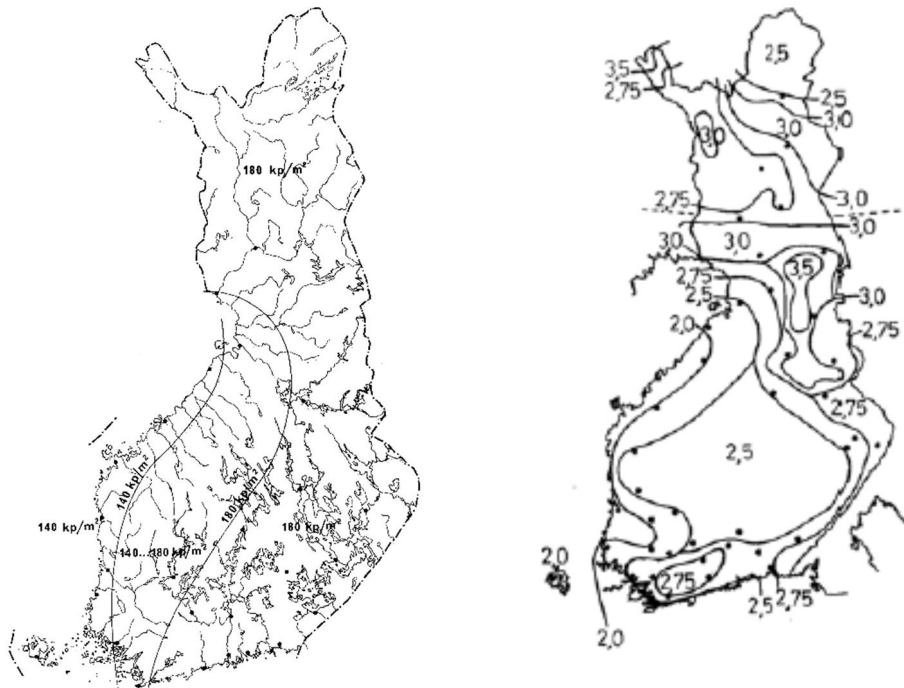
##### 3.1.1 Omapaino

Rakenteen omapaino on selvitettävissä suhteellisen helposti. Rakenteesta otetuista näytteistä voidaan selvittää materiaalin tiheys, jolloin voidaan luotettavasti arvioida rakenteen omapaino. Seinäpaksuuksia kannattaa verrata vanhoihin piirustuksiin ja jos paksuuksissa on suuria eroja, on suositeltavaa ottaa rakenteesta näyte joka läpäisee rakenteen. Näin pystytään selvittämään onko rakenteita muutettu rakennusvaiheessa tai myöhemmin.



3.1.2 Lumi- ja tuulikuorma

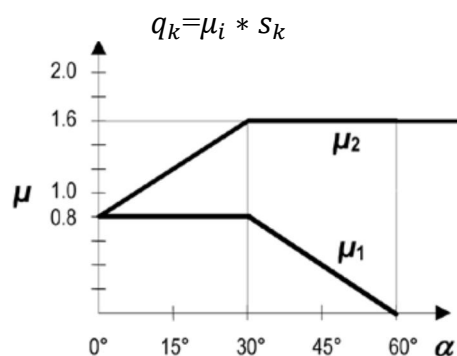
Rakentamisajankohdan mukaisia kuormia voidaan käyttää ominaisarvoina, jos rakenteelle kohdistuvia kuormia ei olla lisäämässä.



Kuva 1. Vasemmalla 1973 kattojen lumikuormat ja oikealla puolella eurokoodin mukaiset maanpinnan lumikuorman ominaisarvot  $s_k$ .

Vuoden 1973 määräyksien mukaan jos lumi- ja tuulikuorma vaikuttivat samanaikaisesti, sai toisen niistä otaksua vaikuttavan pienennetyllä kertoimella 0,50. Toisen pienennyskerroimeksi sai otaksua 0,80 ja toisen 0,50 jos oleskelu- tai kokoontumiskuorma kuului kuormayhdistelmään. 1960-luvun lopulla lumikuormia muutettiin merkittävästi. Lumikuormat olivat suuremmat etelä- ja länsirannikolla sekä pienemmät keski- ja pohjoisissa kuin vuonna 1955. (Kerrostalot 1960–1975: 1994, 244.)

Nykyisissä eurokoodeissa annetaan maanpinnan lumikuormalle ominaisarvo, joka kerrotaan katon kaltevuuden perusteella määritetyllä muotokertoimella  $\mu_i$ . Lumikuorma lasketaan kaavalla:

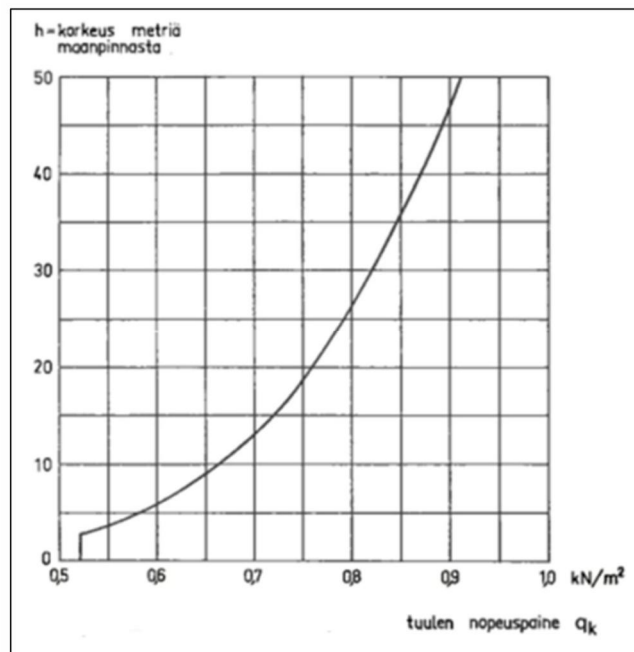


Kuva 2. Lumikuorman muotokertoimet  $\mu_i$  (RIL 20–2011/BY61: 2011, 104)

Kuvassa 2 esitetyt muotokertoimet ovat voimassa, kun lunta ei estetä liukumasta. Mikäli räystäällä on lumieste tai kaide, tulee muotokertoimelle käyttää vähintään arvoa 0,8. (RIL202-2011/BY61: 2011, 103.)

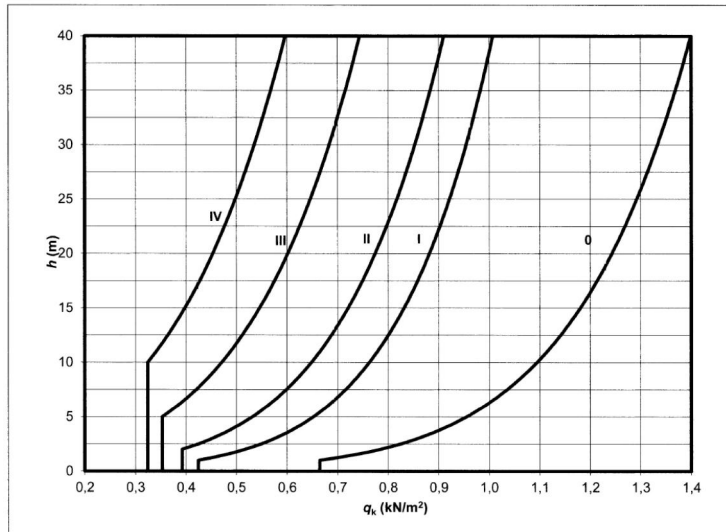
Tuulikuorman vaikutus seiniin on selvitettävä tapauskohtaisesti, sillä kaikkiin seiniin tuulikuormilla ei ole vaikutusta.

Rakennuksen runkoon ja tuulelle alttiisiin pintoihin kohdistuvat tuulikuormat laskettiin 1960-luvulla ja 1970-luvun alussa tuulen suunnasta riippuvien paine- ja muotokertoimien avulla. Rakennuksen korkeuden funktiona määrättiin tuulen nopeuspaine. (Kerrostalot 1960–1975: 1994, 244.)



Kuva 3. Tuulen nopeuspaine rakennuksen korkeuden funktiona 1970-luvun alussa (Kerrostalot 1960–1975: 1994, 244).

Nykyäänkin eurokoodissa on käytössä sama periaate, mutta kertoimet ja nopeuspaineet ovat muuttuneet. Eurokoodissa käyrästössä on viisi käyrää, joista jokainen edustaa eri maastoluokkaa. Rakennukselle täytyy määrittää oikea maastoluokka, jonka mukaan valitaan oikea käyrä käyrästöstä.



Kuva 4. Tuulen nopeuspaine rakennuksen korkeuden funktiona Eurokoodissa (RIL202-2011/BY61: 2011, 107).

### 3.1.3 Hyötykuorma

Kantavan rakenteen laskennallisessa tarkastelussa tulee hyötykuormat määrittää pääsääntöisesti nykyisen tai tulevan käytön mukaisina noudattaen voimassaolevia kuormitusmääräyksiä ja -ohjeita (Salmikivi 1991, 148).

Rakenteiden kantavuuslaskennassa on sallittua käyttää suunnitteluvaiheen kuormitustietoja vain silloin, kun rakennuksen käyttötarkoituksessa ja rakenteessa ei tapahdu muutoksia. Jos esimerkiksi vanhan rakennuksen käyttötarkoitusta muutetaan, on rakenteen kantavuus tarkistettava nykyisille kuormituksille. Samoin on tehtävä, mikäli rakennetta vahvistetaan tai muutetaan, mutta käyttötarkoitus säilyy ennallaan. (Salmikivi 1991, 148.)

Vuoden 1973 Sisäasiainministeriön päätöksessä rakennusten hyötykuormat eriteltiin Oleskelukuormiin I ja II, kokoontumiskuormaan, tungoskuormaan sekä tavarakuormaan (Kerrostalot 1960–1975: 1994, 243).

## Betoni- ja tiilirakenteiden aukotuksien lisävahvistaminen

Taulukko 1. Hyötykuormat 1973 (Kerrostalot 1960–1975: 1994, 243)

Kuormaryhmä	Kuorman vaikutussuunta ja -tapa			
	pystysuora		vaakasuora	
	pintakuorma kN/m <sup>2</sup> (kp/m <sup>2</sup> )	pistekuorma kN (kp)	viivakuorma kN/m (kp/m)	pistekuorma kN (kp)
Oleskelukuorma I	1,5 (150)			
Oleskelukuorma II	2,0 (200)			
portaat ja käytävät	2,5 (250) <sup>1)</sup>	1,5 (150) <sup>2)</sup>	0,4 (40)	0,3 (30)
Kokoontumiskuorma	2,5 (250)			
portaat ja käytävät	4,0 (400)			
Tungoskuorma	4,0 (400)		0,8 (80)	
Tavarakuorma				
varasto- ja tuotantotilat	5,0 (500)	20 (2000)	0,4 (40)	0,3 (30) <sup>3)</sup>
h-autojen suojat ja paikoitustasot	2,5 (250)	10 (1000)	–	5 (500) <sup>4)</sup>
muut autosuojat ja paikoitustasot	4,0 (400)	20 (2000)	–	10 (1000) <sup>4)</sup>
katto- ja välitasot, joiden liikennettä ei ole rajoitettu	8,0 (800)	40 (4000)	–	20 (2000)

1) Asuntojen sisäisten portaiden pintakuormaksi saadaan otaksua 1,5 kN/m<sup>2</sup> (150 kp/m<sup>2</sup>)

2) Portaissa 2,0 kN (200 kp)

3) Mikäli tiloissa käytetään trukkikuormaajia, on vaakasuoraksi pistekuormaksi otaksuttava 5 kN (500 kp)

4) Ei koske yhden auton syvyisiä yksikerroksisia suojia.

Jos rakenteelle kertyi oleskelu- tai kokoontumiskuormia kahdesta tai useammasta kerroksesta, rakenteen kantaman oleskelu- ja kokoontumiskuorman sai otaksua pienentyvän oheisen taulukon mukaisesti (Kerrostalot 1960–1975: 2004, 243).

Taulukko 2. Oleskelu- ja kokoontumiskuorman pienennyskertoimet 1973 (Kerrostalot 1960–1975: 1994, 244)

Rakenteen kannattamien oleskelu- tai kokoontumiskuorman kuormittamien kerrosten lukumäärä	2	3	4	5	6	7	8	≥9
Oleskelu- ja kokoontumiskuormien summan pienennyskerroin	0,90	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50

Taulukko 3. Eurokoodin mukaiset yleisimmät hyötykuormat (RIL202-2011/BY61: 2011, 103)

Käyttötarkoituksiluokka ja tila	Tasainen kuorma $q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	Pistekuorma $Q_k$ (kN)	Vaakakuorma $q_k$ (kN/m)
Luokka A: Asuintilat			
- Lattiat	2,0	2,0	0,5
- Portaat	2,0	2,0	0,5
- Parvekkeet	2,5	2,0	0,5
Luokka B: Toimistotilat	2,5	2,0	0,5
Luokka C: Kokoontumistilat			
- C1: Pöytäalueet	2,5	3,0	0,5
- C2: Kiinteiden istuimien alueet	3,0	3,0	1,0
- C3: Esteettömät alueet	4,0	4,0	1,0
- C4: Liikuntatilat ja näyttämöt	5,0	4,0	1,0
- C5: Tungokselle alttiit alueet	6,0	4,0	3,0

### 3.2 Materiaalit

Vanhojen materiaalien ominaisuudet voivat poiketa suurestikin nykyisten materiaalien ominaisuuksista. Nykyään materiaaleja testataan ja kehitetään, jolloin voidaan tuottaa mahdollisimman tasalaatuisia tuotteita. 1900-luvun alussa rakennusmateriaalit tehtiin käsin omaan ammattitaitoon luottaen. Tästä syystä on hyvä suorittaa rakenteiden kuntotutkimuksia ennen suunnittelun ja töiden aloittamista.

#### 3.2.1 Betoni

1900-luvun alussa betonin sekoittaminen tapahtui työmaalla sementin ja kiviaineksen tilavuussuhteiden perusteella. Vettä lisättiin sopivan lujuuden, tiiveyden ja notkeusasteen saavuttamiseksi. Työmailla suhtauduttiin varsin suurpiirteisesti betonitöihin ja viranomaisvalvonta oli vähäistä. Tämän vuoksi betonirakenteiden lujuudet vaihtelivat suuresti. (RIL 174-4: 1988, 92.)

Vuonna 1913 Helsingin kaupungin rakennustarkastuskonttorin julkaisi ensimmäiset betonirakentamiseen liittyvät säädökset. Julkaisussa käsiteltiin lähinnä betonirakentamiseen liittyviä ohjeita ja joitakin rakenteellisia ja rakenteiden mitoitusohjeita. Sallittujen jännitysten valinnassa oltiin varsin varovaisia ja raudoittamattoman betonin sallittu jännitys oli vain hieman suurempi kuin tiilimuurauksella. (RIL 174-4: 1988, 92.)

Vuonna 1929 ilmestyivät ensimmäiset valtakunnalliset normit, joissa raudoitettulle betonille annettiin puristuslujuuden vähimmäisarvo ( $k_{28} > 16\text{MN/m}^2$ ) ja tietyillä lisäedellytyksillä korotettujen sallittujen jännitysten käyttäminen oli mahdollista (kun  $k_{28} > 24.5$ ) (RIL 174-4: 1988, 92).

Normit uusittiin 1936. Rakenteellisia ohjeita lisättiin ja laattojen, palkkien, pilarilaattojen ja pilarien mitoitusohjeet perustuivat kimmoteoriaan. Myös betonin lujuus- ja laatuluokittelu otettiin käyttöön. (RIL 174-4: 1988, 92.)

Vuoden 1946 Betoninormeissa otettiin askel kohti teräksen ja betonin tehokkaampaa hyväksikäyttöä. Betoni alettiin jakaa kolmeen eri luokkaan (A, B, C). Lisäksi teräsbetonirakenteen suurin sallittu puristusjännitys kaksinkertaistettiin (nyt 10 MN/m<sup>2</sup>) vuoden 1929 tasolta. (RIL 174-4: 1988, 92.)

Seuraavien kahden vuosikymmenen aikana betoni jaettiin selkeästi lujuusluokkiin. Muut uudistukset kohdistuivat lähinnä laadunvalvontaan, valmisbetonilaitoksiin ja betonin toimittamiseen. Tästä alkoi vuosikymmenen kestänyt betoninormien kokonaisuudistustyö, jonka tuloksena valmistuivat betoninormit 1980. (RIL 174-4: 1988, 92.)

Klassinen, lineaarinen teoria on ollut vallitsevana käytäntönä rakenneosien mitoituksessa aina 1970-luvun puoliväliin asti. Linearisesta teoriasta ja betonin alhaisista sallituista jännityksistä johtuen betonia on käytetty vanhoissa teräsbetonirakenteissa runsaasti, jonka vuoksi poikkileikkaus on usein aliraudoitettu. (RIL 174-4: 1988, 92.)

Vuoden 1913 normeissa tukimomentin siirtäminen kenttään oli kiellettyä. Myöhemmissä ohjeissa momentin siirto on tehty likimain nykyisen käytännön mukaisesti. Marcuksen kaistamenetelmää käytettiin ristiin raudoitettujen laattojen laskemiseen, ja sillä saatiinkin huomattavan tarkkoja tuloksia. Kuitenkin johtuen leikkauskapasiteetista, raudoituksen ankkuroinnista ja taipumisesta laatta- ja palkkirakenteissa ylimääräistä kapasiteettia on yleensä hyvin vähän. (RIL 174-4: 1988, 92.)

Vanhan betonirakenteen kunto voidaan selvittää ottamalla rakenteesta koekappaleita ja kuormittamalla ne laboratoriossa. Näytteenottokohdat valitaan satunnaisperiaatetta noudattaen ja huolehditaan, ettei näytteen ottaminen vaikuta rakenteen toimintaan haitallisesti. Näytteet irrotetaan asiantuntevan henkilön toimesta tarkoitukseen sopivilla välineillä ja menetelmillä. Näytteet pakataan viipymättä huolellisesti ja toimitetaan hyväksytyyn koestuslaitokseen, jossa koekappaleet valmistetaan ja testataan. (BY50: 2013, 161.)

Koekappaleina käytetään halkaisijaltaan 100 mm lieriöitä, joiden halkaisijan ja korkeuden suhde on  $1 \pm 0,05$ . Tarvittaessa myös muun kokoisia lieriöitä voidaan käyttää. (BY50: 2013, 161.)

### 3.2.2 Raudoitus

Vuonna 1913 julkaistuissa säädöksissä betoniteräksen sallituksi jännitykseksi annettiin 100 MN/m<sup>2</sup>. Seuraavissa ilmestyneissä normeissa vuonna 1929 sallittu jännitys nostettiin 120 MN/m<sup>2</sup>. (RIL 174-4: 1988, 92–93.)

Vuosien 1929 ja 1936 ”betoninormeissa” oli määritetty seuraavia määräyksiä:

- Palkin hakojen määräksi määriteltiin 10 % keskikohdan veto-raudoituksesta metriä kohden.
- Suurin hakaväli palkeissa oli palkin korkeus tai  $\leq 500$  mm ja pila-reissa 12\*pääraudan halkaisija.

- Hakaraudan poikkileikkausalan tuli olla  $\geq 1/20$ \*pääraudan poikkileikkausala.
- Terästen väli yhteen suuntaan kantavissa laatoissa tuli olla  $\leq 1,5$ \*h tai 400 mm ja ristiin raudoitetuissa laatoissa  $\leq 2,0$ \*h tai 400 mm.
- Palkeissa terästen välin tuli olla  $\geq 20$  mm tai halkaisija, kun tangot ovat rinnakkain ja  $\geq 15$  mm tai halkaisija, kun tangot ovat päällekkäin.
- Laattojen jakoraudoitus tuli olla  $\geq 20$  %, k/k 300...400 mm. (RIL 174-4: 1988, 92–93.)

Suojaava betonipeite teräksille oli myös määritelty.

- laatat sisällä  $\geq 10$  mm
- laatat ulkona  $\geq 15$  mm
- palkit ja pilarit sisällä  $\geq 20$  mm haan pintaan
- palkit ja pilarit ulkona  $\geq 30$  mm haan pintaan

Vuonna 1946 ilmestyneissä Betoninormeissa teräksen sallittu jännitys nostettiin  $140 \text{ MN/m}^2$ . Harjateräksen sallittu jännitys ilmestyi ensimmäisen kerran vuonna 1954. (RIL 174-4: 1988, 92–93.) Näissä normeissa teknisten ohjeiden mukaan sileiden vetoterästen päät tuli ankkuroida päatekoukkuja käyttämällä. Jos käytettiin harjateräksiä ja hitsattuja betoniteräsverkkoja, ei päatekoukkuja tai muita ankkuroimislaitteita tarvittu. Harjaterästen päätöntätapa oli viedä tanko 15 kertaa halkaisijan mitan verran yli kohdasta, jossa sitä ei momenttipinnan mukaan tarvittu. (Kerrostalot 1960–1975 1994, 245.)

1965 ilmestyneissä betoninormeissa betoniteräkset jaettiin myötörajojen perusteella neljään luokkaan. Jokaiseen luokkaan kuului yksi tai useampi teräslaatu, joiden laatuvaatimukset ja sallitut jännitykset määrättiin jokaisen laadun osalta erikseen. Eri betoniteräslaatuja koskeneet laatuvaatimukset sekä valvonta- ja käsittelyohjeet julkaistiin SFS-standardeina. Suomen Betoniyhdistys ry hyväksyi standardit käytettäväksi. Lisäksi esitettiin yksityiskohtainen taulukko raudoitusta suojaavan betonipeitteen paksuudesta. (Kerrostalot 1960–1975: 1994, 247–248.)

Taulukko 4. 1965 betonipeitteen paksuudet (Kerrostalot 1960–1975: 1994, 249.)

Rakenneosat	Sisällä olevat rakenneosat cm		Ulkosalla olevat tai savukaasujen tai kosteuden vaikutuksen alaiset rakenneosat cm		Vedessä olevat pinnat cm
	Sileät tangot	Harjatangot	Sileät tangot	Harjatangot	Sileät ja harjatangot
Laatat, seinät ja niihin verrattavat rakenneosat	1	1,5	1,5	2	2,5
Palkit ja niihin verrattavat rakenneosat	2	3	3	3,5	4
Pilarit ja niihin verrattavat rakenneosat	2,5	3	3	3,5	4

Vuonna 1975 uusi lujempi teräslaatu A600H sekä nipputangot otettiin käyttöön. Lisäksi terästen laadunvalvonnassa siirryttiin uuteen järjestelmään, jossa laadunvalvontasopimukset VTT:n ja valmistajan välillä otettiin käyttöön. Näiden normien käyttöaika jäi lyhyeksi, sillä heinäkuussa 1976 astui voimaan rakentamismääräyskokoelma. (Kerrostalot 1960–1975: 1994, 250.)

### 3.2.3 Tiilet ja harkot

Vasta viime vuosisadalla syntyi nykyään käytössä oleva rakennusstatistiikka. Kuitenkin jo ennen tuota on ollut erittäin korkeatasoisia ja monimutkaisia rakennuksia. Näissä rakennuksen muoto yhdessä kantavuuden kanssa loivat rakenteellisesti toimivan kokonaisuuden. (RIL 174-4: 1988, 118–119.)

Helsingin kaupungin rakennustarkastuskonttori julkaisi vuonna 1913 kuormituksille ja sallituille ainerasituksille määräävoja. Näissä ohjeissa määritettiin kaksi puristuslujuuden arvoa. Kuitenkaan ohjeita ei annettu vedolle, leikkaukselle tai hoikkuudelle. Tätä ennen lähinnä arkkitehdit ja muurarimestarit vastasivat muurattujen rakenteiden suunnittelusta ja mitoituksesta. (RIL 174-4: 1988, 118–119.)

Vuonna 1932 julkaistiin sisäasiainministeriön rakenteellisissa määräyksissä ensimmäiset tiilimääräykset. Tällöin määriteltiin kolme luokkaa tiilille ja kaksi laastille sekä näille vastaavat puristusjännityksen arvot eri hoikkuuksille. Tuolloin suurin mahdollinen hoikkuus oli 15. (RIL 174-4: 1988, 118–119.)

Vuonna 1952 tiilimääräyksissä tiilille lisättiin yksi luokka ja laasteille kaksi. Määräyksissä ei tunnettu kenno- eikä reikätiiliä, eikä kuormien epäkeskisyyksiä otettu huomioon. Suurin sallittu hoikkuus nostettiin arvoon 23. (RIL 174-4: 1988, 118–119.)

Seuraava uudistus tehtiin vuonna 1958, jonka myötä tuli huomattava uudistus. Tiilille ja laasteille lisättiin yksi luokka lisää ja suurinta sallittua hoikkuutta korotettiin arvoon 30. Uudistus mahdollisti kennorakenteiden käytön ja uutena tuli myös työn suunnittelun ja suorituksen jakaminen A- ja B-luokkiin. (RIL 174-4: 1988, 118–119.)

Kuormitukset muodostuvat muuratussa rakenteessa yleensä omasta painosta, hyötykuormasta, perustusten painumisesta, lämpötilaerojen aiheuttamista pakkovoimista sekä ulkoisista kuormista. Vanhojen tiilirakennusten suunnittelussa on otettu huomioon lähinnä vain pystykuormat. 1950-luvulta alkaen on otettu huomioon myös kuormien epäkeskisyyksiä. Samoihin aikoihin korkeissa rakennuksissa alettiin ottaa huomioon myös tuulikuormat. (RIL 174-4: 1988, 118–119.)

Alla olevassa taulukossa on esitetty muurattujen rakenteiden kuntotutkimusmenetelmiä ja mitä tietoja niillä voidaan rakenteesta saada.



Taulukko 5. Muurattujen julkisivujen ainetta rikkovia kuntotutkimusmenetelmiä (Rakennustieto 1996, 2).

Tutkittava ominaisuus	Menetelmä	Menetelmällä saatava tieto
Kosteuspitoisuus	punnitus-kuivaus (105°C)	Onko tiileen tai harkkoon ja laastiin kertynyt tavanomaista suurempia kosteuspitoisuuksia
Laastin ja tiilen tai harkon välinen tartunta	laasti-tiilyhdistelmän leikkauslujuus	Onko laastin tartunta tiileen tai harkkoon riittävä
	vetotartuntakoe	
Puristuslujuus	puristuskoe tiili ja laasti	Onko tiilen tai harkon saumalaastin lujuus vaatimusta vastavalla tasolla, ovatko lujuussuhteet liian suuret
Suolapitoisuus, suolojen koostumus	keittokoe	Onko laastista siirtynyt suuria suolamääriä tiiliin tai harkkoihin, ja mitä suolatyyppisiä esiintyy
	röntgendiffraktio	
Laastin koostumus	kemiallinen analyysi ja termianalyysi	Onko laastin koostumus ilmoitettua tyyppiä tai onko siinä tapahtunut muutoksia
Pakkasenkestävyys	jäädytys-sulatuskoe	Onko tiili tai harkko pakkasenkestävä

### 3.3 Varmuuskertoimet

Vuoden 1954 betoninormeissa annettiin mahdollisuus siirtyä varmuuskertoimien käyttöön, eli jo tällöin oli sallittua siirtyä rajatilamitoitukseen (ns. n-vapaa-menetelmä) (Kerrostalot 1960–1975 1994, 245). Kuitenkin sallittujen jännityksien käyttö oli betonirakenteiden suunnittelussa ainoa menetelmä 1970-luvun alkuun saakka ja sillä katsottiin saavutettavan toimivia ratkaisuja. Sallittujen jännitysten käyttö on periaatteessa edelleen hyväksyttävä mitoitus tapa, mutta sen avulla saatu tieto rakenteen toiminnasta ei välttämättä ole täysin kattava. (BY210; 2008, 15.)

Voimasuureiden aiheuttamat jännitykset raudoituksessa ja betonissa laskeaan noudattaen kimmoteorian periaatteita. Rakenteet on jaettu eri rakenneluokkiin ja jokaisessa luokassa on määritelty suurimmat sallitut jännitykset betonin lujuusluokan mukaisesti. (BY210: 2008, 15.)

Sallittu jännitys on aina pienempi kuin ominaislujuus, sillä materiaalin osavarmuuskerroin on aina suurempi kuin 1. Menetelmän ajatuksena on, että rakenteen toimivuus on taattu rasitusten pysyessä sallittujen arvojen alapuolella. Menetelmä ei kuitenkaan anna kuvaa mitä tapahtuu, jos sallittu jännitys ylittyy kun rakennetta ylikuormitetaan. Epäselväksi jää myös kuinka suuri ylikuormitus tarvitaan rakenteen murtumiseksi. Eli sallittujen jännityksien menetelmällä ei voida yksityiskohtaisesti määritellä rakenteen kokonaisvarmuustasoa murtumiseen nähden. (BY210: 2008, 15.)

Murtorajatilamenetelmä otettiin käyttöön 1970-luvun alussa. Murtorajati-loissa osoitetaan, että rakenteella on mitoitusvedon ylittymisen suhteen riittävä varmuus, mikä tarkoittaa sitä, että mitoitusvoimasuureet eivät saa ylittää mitoituskestävyyttä. Osavarmuusluvut ovat siten pääsääntöisesti suurempia kuin yksi. (BY210: 2008, 17–18.)

Kuten useimmiten oletetaan, murtorajatilat voivat olla ei-kimmoisia, mutta murtorajatilan kehittyessä rakenne voi toimia myös kimmoteorian mukaisesti. Lisäksi murtumisen luonne voi olla sitkeä tai ei-sitkeä eli hauras. Lähtökohtana rajatilamitoituksessa on alun perin ollut se, että murtuminen olisi luonteeltaan aina sitkeä, mutta tätä ei voida pitää ehdottomana vaatimuksena. Hauraasti murtuvissa rakenteissa tulisi kestävyiksiä laskettaessa varautua suurempaan varmuuslukuun, sillä murtumisen ennustettavuus voi olla huonompi ja yleensä kestävyuden hajonta on suurempi kuin sitkeästi murtuvissa rakenteissa. Eurokoodi ei kuitenkaan noudata tätä periaatetta. (BY210: 2008, 17–18.)

Rakenteen murtorajatilaan joutumisen voi aiheuttaa ylikuormitus tai onnettomuustilanne. Mitoituksen tavoitteena on siten varmistaa, että rakenne murtuu vasta tietyn ylikuorman vallitessa verrattuna käyttöolosuhteisiin. Pelkkä käyttöolosuhteiden tunteminen ei vielä osoita, että rakenteella olisi riittävä varmuus murtumista vastaan. (BY210: 2008, 17–18.)

Alla olevassa taulukossa on esitetty kuormien laskennassa käytetyt varmuuskertoimet murtorajatilatarkastelussa vuonna 1983.

Taulukko 6. Varmuuskertoimet murtorajatilatarkastelussa vuonna 1983

Kuorma		Osavarmuuskerroin
Pysyvä kuorma	$g^{1)}$	1,2 tai 0,9
Yksi muuttuva kuorma joka ei ole lumi- tai tuulikuorma	$q_k$	1,6
Lumi- tai tuulikuorma	$q_{k\text{ lumi (tuuli)}}$	1,6
Muut muuttuvat kuormat	$q_k$	0,8

1) Rinnakkaisista pysyvän kuorman kertoimista valitaan koko rakenteelle se, joka antaa määräävän vaikutuksen

Muuttuvalle kuormalle on voitu käyttää myös kerrointa 1,2 mikäli kuorman suuruus on määritelty siten, että se vastaa suurinta mahdollista fyysikaalista arvoa. (Suomen RakMK B1, 1983.) Kuormituksia laskettaessa kuormille on voitu käyttää suoraan taulukossa olevia kertoimia.

Eurokoodeilla laskettaessa käytetään kaavaa

$$1,15G + 1,5Q_1 + 1,5(\psi_0Q_2 + \psi_0Q_3), \text{ kuitenkin vähintään } 1,35G, \text{ jossa}$$

$G$ =pysyvä kuorma

$Q_1$ =määrävä muuttuva kuorma

$Q_2$ =muuttuva kuorma 2

$Q_3$ =muuttuva kuorma 3

Mikäli pysyvien kuormien vaikutus on edullinen, käytetään kaavaa

$$0,9G + 1,5Q_1 + 1,5(\psi_0 Q_2 + \psi_0 Q_3), \text{ kuitenkin vähintään } 0,9G \text{ (RIL202-201/BY61: 2011, 103.)}$$

Kertoimet muuttujalle  $\psi_0$  saadaan alla olevasta taulukosta. Kertoimia  $\psi_1$  ja  $\psi_2$  käytetään onnettomuustilanteiden laskennassa, jota ei tässä opinnäytetyössä käsitellä.

Taulukko 7. Yhdistelykertoimen  $\psi$  arvot rakennuksille (RIL202-2011/BY61: 2011, 102)

Kuorma	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Hyötykuormat rakennuksissa			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Lumikuorma (katso kuva L2.1), kun			
$s_k < 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,5	0,2

Eurokoodia käytettäessä kuormien laskennassa pitää tietää, onko kuorma rakenteen kantavuuden ja stabiliteetin kannalta edullinen ja valita kuorma-laskennassa käytettävä kaava sen mukaisesti.

## 4 VAHVISTAMISEN SUUNNITTELU

### 4.1 Jäykistyksen huomiointi

Rakennukset on voitu jäykistää usealla eri tavalla. Suunniteltaessa rakennuksen muutostöitä täytyy jäykistystapa olla selvillä. Erilaisia jäykistystapoja ovat mm.

- mastojäykistys
- levyjäykistys
- kehäjäykistys
- ristikkojäykistys ja
- yhdistelmäjäykistys.

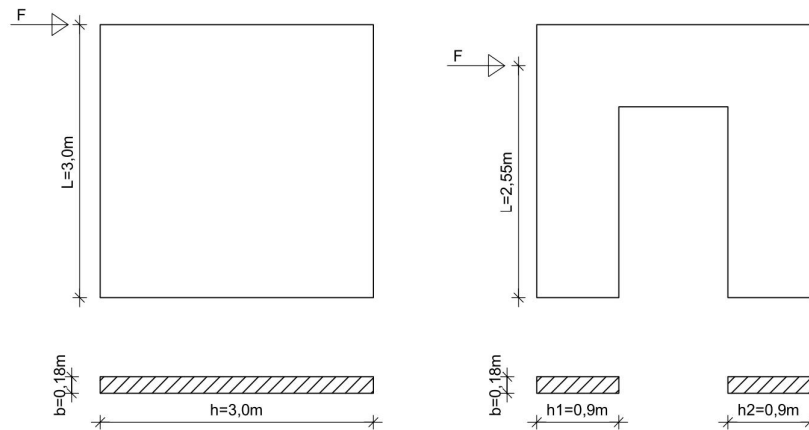
Jäykistysjärjestelmän tehtävänä on siirtää vaakakuormituksen aiheuttamat rasitukset perustuksille ja maapohjaan. Muutoksia suunniteltaessa on huomioitava että jäykistysjärjestelmän osien kapasiteetti ei ylitä missään vaiheessa ja että rakenteen tasapaino säilyy. Rakenteiden todelliset jäykkyydet on selvitettävä mahdollisimman tarkasti ja aukot on otettava huomioon.

Jos aukotuksen suunnittelussa tullaan tulokseen että rakennuksen kokonaisstabiliteetti ei ole enää riittävä, on ryhdyttävä toimenpiteisiin.

4.1.1 Seinät

Seuraavassa on laskettu, kuinka paljon esimerkiksi oviaukon tekeminen seinään vaikuttaa seinän jäykkyyteen.

Otetaan ensimmäiseksi esimerkiksi 3,0m x 3,0m seinä. Seinään tehdään oviaukko 1,2m x 2,1m. Vasemmalla palstalla on ehjän seinän jäykkyyden laskenta ja oikealla aukollisen seinän laskenta.



$$b := 0.18$$

$$h := 3.0$$

$$E := 30000$$

$$L := 3.0$$

$$\nu := 0.3$$

$$\kappa_y := 1.2$$

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.405$$

$$A := b \cdot h = 0.54$$

$$k := \frac{E}{\frac{L^3}{3 \cdot I} + \frac{2 \cdot (1 + \nu) \cdot \kappa_y \cdot L}{A}} = 758.427$$

$$b_1 := 0.18$$

$$h_1 := 0.9$$

$$E := 30000$$

$$L_1 := 2.55$$

$$\nu := 0.3$$

$$\kappa_y := 1.2$$

$$I_1 := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} = 0.011$$

$$I_2 := I_1$$

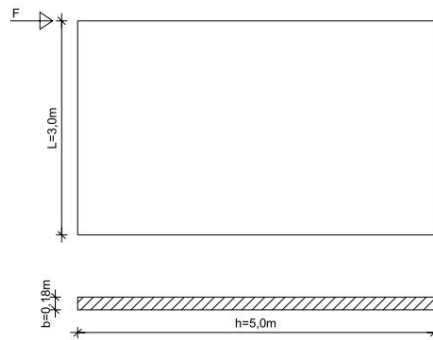
$$A_1 := b_1 \cdot h_1 = 0.162$$

$$k_1 := \frac{E}{\frac{L_1^3}{3 \cdot I_1} + \frac{2 \cdot (1 + \nu) \cdot \kappa_y \cdot L_1}{A_1}} = 54.097$$

$$k_2 := k_1$$

$$k_I := \frac{k_1 + k_2}{k} = 0.143$$

Otetaan toiseksi esimerkiksi 3,0m x 5,0m seinä ja tehdään sen keskelle aukko.



$$b := 0.18$$

$$h := 5.0$$

$$E := 30000$$

$$L := 3.0$$

$$\nu := 0.3$$

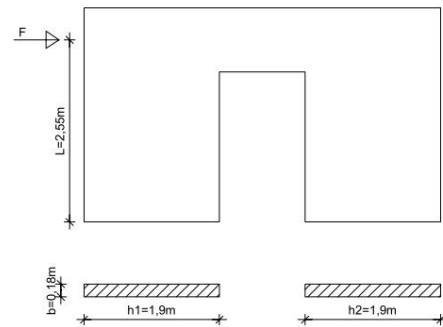
$$\kappa_y := 1.2$$

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 1.875$$

$$A := b \cdot h = 0.9$$

$$k := \frac{E}{\frac{L^3}{3 \cdot I} + \frac{2 \cdot (1 + \nu) \cdot \kappa_y \cdot L}{A}} = 1.974 \times 10^3$$

$$k_I := \frac{k_1 + k_2}{k} = 0.395$$



$$b_1 := 0.18$$

$$h_1 := 1.9$$

$$E := 30000$$

$$L_1 := 2.55$$

$$\nu := 0.3$$

$$\kappa_y := 1.2$$

$$I_1 := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} = 0.103$$

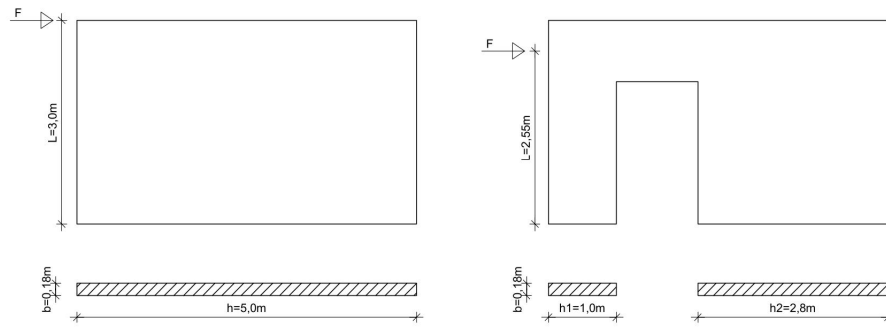
$$I_2 := I_1$$

$$A_1 := b_1 \cdot h_1 = 0.342$$

$$k_1 := \frac{E}{\frac{L_1^3}{3 \cdot I_1} + \frac{2 \cdot (1 + \nu) \cdot \kappa_y \cdot L_1}{A_1}} = 389.689$$

$$k_2 := k_1$$

Tarkastellaan vielä, miten vaikuttaa aukon siirtäminen toiseen reunaan.



$$b := 0.18$$

$$h := 5.0$$

$$E := 30000$$

$$L := 3.0$$

$$\nu := 0.3$$

$$\kappa_y := 1.2$$

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 1.875$$

$$A := b \cdot h = 0.9$$

$$k := \frac{E}{\frac{L^3}{3 \cdot I} + \frac{2 \cdot (1 + \nu) \cdot \kappa_y \cdot L}{A}} = 1.974 \times 10^3$$

$$b_1 := 0.18$$

$$h_2 := 2.8$$

$$h_1 := 1.0$$

$$E := 30000$$

$$L_1 := 2.55$$

$$\nu := 0.3$$

$$\kappa_y := 1.2$$

$$I_1 := \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} = 0.015$$

$$I_2 := \frac{b_1 \cdot h_2^3}{12} = 0.329$$

$$A_1 := b_1 \cdot h_1 = 0.18$$

$$A_2 := b_1 \cdot h_2 = 0.504$$

$$k_1 := \frac{E}{\frac{L_1^3}{3 \cdot I_1} + \frac{2 \cdot (1 + \nu) \cdot \kappa_y \cdot L_1}{A_1}} = 72.696$$

$$k_2 := \frac{E}{\frac{L_1^3}{3 \cdot I_2} + \frac{2 \cdot (1 + \nu) \cdot \kappa_y \cdot L_1}{A_2}} = 921.059$$

$$k_1 := \frac{k_1 + k_2}{k} = 0.504$$

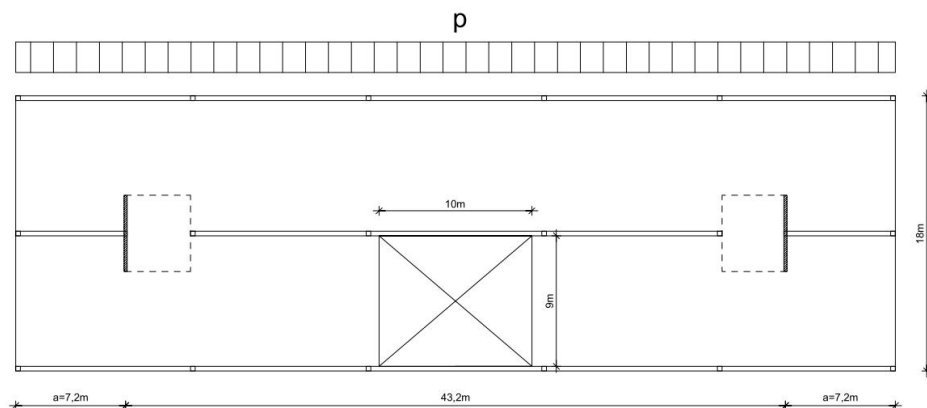
Laskelmista voidaan huomata, kuinka paljon reikä vaikuttaa yhden seinän jäykkyyteen. Kapeassa seinässä aukon tekeminen laskee seinän jäykkyyden noin 14 %:iin alkuperäisestä jäykkyydestä, eli voidaan sanoa vaikutuksen olevan huomattava. Jos reikä tehdään koko linjalla ylös asti ja kyseessä olisi jäykistävä seinä, täytyisi miettiä rakennuksen stabiiliteetin varmistamiseksi lisäkeinoja. Suuremmissa seinässä vaikutus ei ole niin suuri, mutta riippuen aukon paikasta seinän jäykkyys laskee 40–50 %:iin alkuperäisestä.

Yhden reiän vaikutus oikeassa seinässä voi olla suuri rakennuksen toiminnan kannalta. Vaikutus täytyy kuitenkin huomioida jäykistysjärjestelmän

mukaan, sillä kaikissa tapauksissa seinien aukottaminen ei juuri vaikuta rakennuksen toimintaan.

## 4.1.2 Laatat

Laattoihin tehdyt reiät muuttavat myös rakennuksen kokonaisstabiileettia. Otetaan laskuesimerkkinä toimistorakennus, jonka ulkomitat ovat 57,6m x 18m. Runkona on pilari-palkki-runko ja välipohja koostuu kahdesta ontelolaattakentästä. Rakennus on jäykistetty kahdella seinällä 7,2m etäisyydellä rakennuksen päistä. Lasketaan rengasterästen määrä, joka tarvitaan jäykistämään laatasto vallitseville kuormituksille.



Rakennuksen keskimääräinen oma paino  $g := 9.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Hyötykuorma  $q_h := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Kerroskorkeus

Tuulikuorma  $q_t := 2.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$$p_d := 1.6q_t + \frac{(1.2g + 1.6q_h) \cdot 1.8\text{m}}{150} = 5.258 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Regasankkurin voima momentista  $M_a$

$$a := 7.2\text{m}$$

$$L := 43.2\text{m}$$

$$M_t := \frac{p_d \cdot a^2}{2} = 136.277 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_a := \frac{p_d \cdot L^2}{8} - M_t = 1.09 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Seinämäisen palkin teoria välipohjassa

$$z := 0.6 \cdot 1.8\text{m} = 10.8\text{m}$$

$$f_{yd} := 0.417 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

Vetovoima

$$N_v := \frac{M_a}{z} = 100.946 \text{ kN}$$

$$A_s := \frac{N_v}{f_{yd}} = 0.242\text{m}^2 \quad 2 \text{ T16 riittää}$$

Jos alempaan ontelolaattakenttään tehdään jännevälin keskelle 10m x 9m aukko, voi koko rakennuksen laatasta tarkastella vain ehjää laattakenttää jäykistyslaskennassa. Lasketaan yhden kentän tarvitsema rengaste-räsmäärä samalla kuormituksella.

$$p_{d2} := 1.6 q_t + \frac{(1.2 g + 1.6 q_h) \cdot 9m}{150} = 4.389 \frac{kN}{m}$$

$$M_{t2} := \frac{p_{d2} \cdot a^2}{2} = 113.758 kN \cdot m$$

$$M_{a2} := \frac{p_{d2} \cdot L^2}{8} - M_{t2} = 910.062 kN \cdot m$$

$$z_2 := 0.69m = 5.4m$$

$$N_{v2} := \frac{M_{a2}}{z_2} = 168.53 kN$$

$$A_{s2} := \frac{N_{v2}}{f_{yd}} = 0.404 m^2 \quad \text{Tarvitaan 2 T20}$$

(Laskelmat Lindberg, esitelmä 31.01.2014)

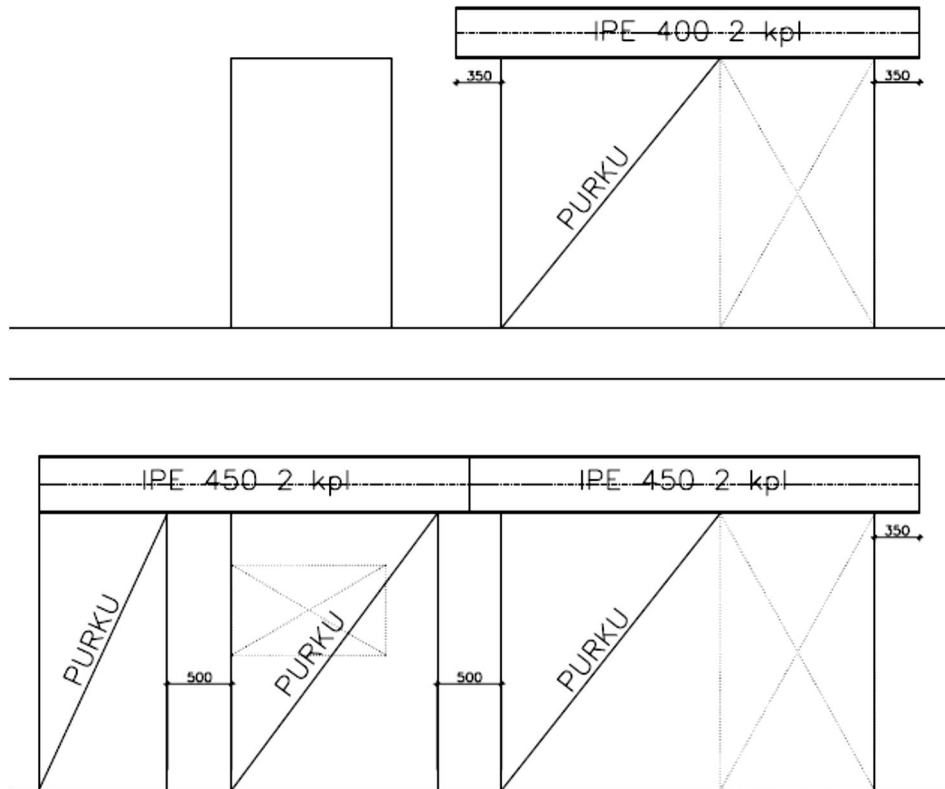
Jotta laattakentän taivutuskestävyys olisi riittävä, tarvitsisi rengasteräksiä olla 1,6-kertainen määrä verrattuna ehjän laattakentän määrään. Jotta laattakentän jäykkyys saadaan riittäväksi, täytyy rakenteeseen saada lisää toimivia vetoteräksiä.

## 4.2 Pystykuormien siirtyminen

Rakenteen aukotusta suunniteltaessa tulee ottaa huomioon pystykuormien kulkeutuminen ylemmistä kerroksista aina perustuksille asti. Suunniteltaessa uutta reikää seinään täytyy huomioida ylempien ja myös alemmien kerrosten rakenteet. Seinälinjaa tulee aina tarkastella kokonaisuutena eikä keskittyä vain yhteen kerrokseen. Varsinkin suurien reikien kanssa on ol-tava tarkka, jotta kuormat johdetaan oikein.

Kun seinään tehdään reikää tai jopa useampaa täytyy ylemmästä kerrok-sesta varmistaa seinän reikätilanne. Jos ylemmässä kerroksessa on seinäs-sä reikä, tai sinne ollaan tekemässä reikää, täytyy se huomioida myös alemmassa kerroksessa. Pahimmassa tapauksessa ylemmässä kerroksessa on suuria reikiä, joiden yläpuoliset kuormat johtuvat aukon vierustaa pit-kin alempaan kerrokseen. Jos alemmassa kerroksessa on reikä siten, että kuormat johtuvat oviaukon kohdalle, on aukon yläpuoliset rakenteet vah-vistettava. Tilanne on tarkistettava kaikissa kerroksissa ja kaikissa seinä-linjoissa, vaikka kaikkiin kerroksiin ei uusia reikiä tulisikaan. Alimmissa kerroksissa tilanne on kriittisin, sillä aukkojen yläpuolelle voi kertyä mas-siivisiakin kuormia, mikäli tilannetta yläpuolisissa kerroksissa ei huomioi-da.





Kuva 5. Aukkojen sijainnin huomioiminen eri kerroksissa

Kuvasta voidaan huomata kuinka paljon aukkojen sijoittelu eri kerroksissa vaikuttaa aukkojen vahvistusrakenteisiin. Kuvan tapauksessa ylemmässä kerroksessa oleva reikä oli kuormituksen kannalta kriittisessä paikassa. Alemmassa kerroksessa oleva aukko piti alun perin tehdä yhtenä suurena aukkona, mutta ylemmän aukon reunaa pitkin siirtyvät kuormat aiheuttivat keskelle alemmaa aukkoa niin suuren kuormituksen, että aukko oli pakko jakaa kolmeen pienempään aukkoon käyttämällä pilareita.

## 5 BETONISEINÄN AUKOTUS

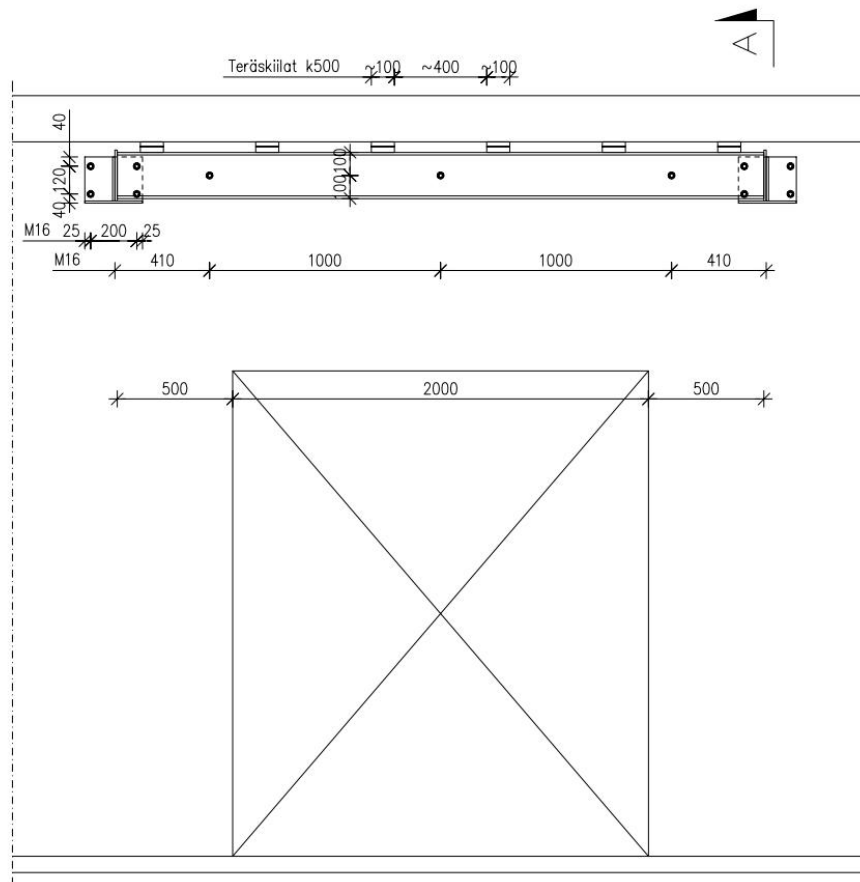
Seinät ovat levyrakenteita, jotka ovat alareunastaan tuettuja ja joiden pääasiallinen kuormitus tapahtuu levyn tasossa aiheuttaen puristusrasituksen. Seinän poikkileikkauksen leveys  $b$  on suurempi kuin  $4 \cdot h$ , ja kaikki tämän rajan ulkopuolella olevat pystyrakenteet luetaan pilareiksi. (BY210: 2008, 425.) Rakentamismääräyskokoelmassa seinän ja pilarin raja-arvoksi määriteltiin  $b > 5 \cdot h$ . Mikäli rakenteen leveys oli alle  $5 \cdot h$ , rakenne mitoitettiin pilarina.

### 5.1 Paikalla valettu seinä

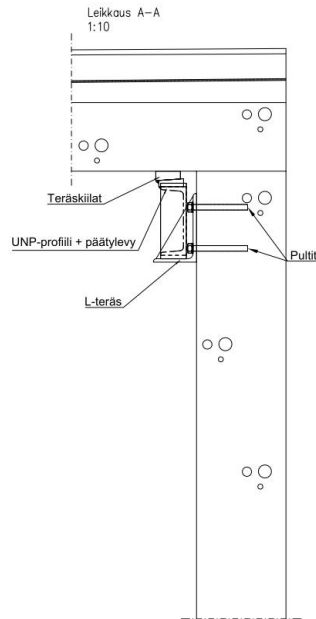
Paikalla valettuihin seiniin tehtävät aukot voidaan vahvistaa usealla tavalla riippuen seinän paikasta. Väliseinät voidaan vahvistaa asentamalla teräs-palkki yläpuolella olevan laatan alle seinän yläreunaan, jolloin laatalta tulevat kuormat eivät kuormita seinää aukon yläpuolella.

Seinään kiinnitetään esimerkiksi UNP-palkki, joka mitoitetaan palkille tulevien kuormien mukaiseksi. Palkki tulee viedä aukon ohi tarpeeksi pitkälle, jotta kuormat yläpuolisilta rakenteilta saadaan ohjattua aukon ohi alemmille kerroksille. Palkkiin porataan asennusreiät keskelle ja päihin. Palkki kiinnitetään seinään pulteilla ja injektoidaan massalla siten, että palkin ja laatan väliin jää min. 20 mm rako. Pulttien kautta kuormat siirtyvät palkilta seinälle leikkausvoiman avulla. Päissä olevat tiheämmällä jaolla olevat pultit ottavat vastaan tukireaktion palkin päissä. Tämän jälkeen palkki kiilataan palkin ja laatan välistä ja kiilat hitsataan palkkiin. Kiilojen avulla palkkiin saadaan aiheutettua esijännitys, joka on palkille tulevien kuormien aiheuttaman taipuman suuruinen. Keskimmäiset pultit kantavat palkin alapuolella olevan seinän aiheuttaman kuorman ja lisäksi estävät palkin lommahtamisen keskeltä. Vahvistustoimenpiteiden jälkeen seinään voidaan sahata tarvittavan kokoinen aukko ja palkki palosuojataan. Käytettäessä UNP-palkkeja ja oikeaa työjärjestystä ei työnaikaisia tuentoja tarvitse käyttää.

Toinen vaihtoehto on asentaa palkin päiden alle konsolit, jotka pultataan seinään. Tällä tavalla voidaan varmistua siitä, että pultteihin ei kohdistu kuormituksen aiheuttamaa momenttia. Palkki kiilataan samalla tavalla laatan ja palkin välistä kuin yläpuolella mainitussa tavassa ja pultataan keskeltä.

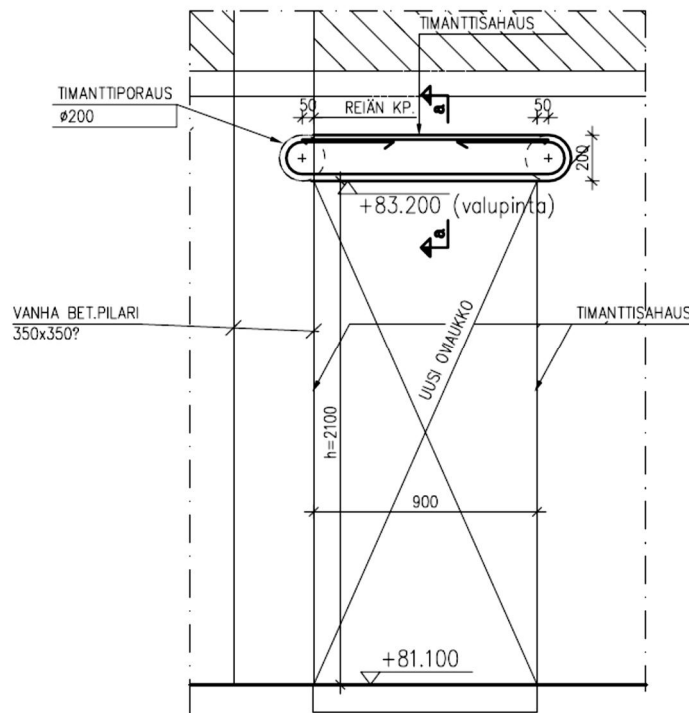


Kuva 6. Aukon vahvistus UNP-palkilla ja konsolilla (Vahanen Oy)



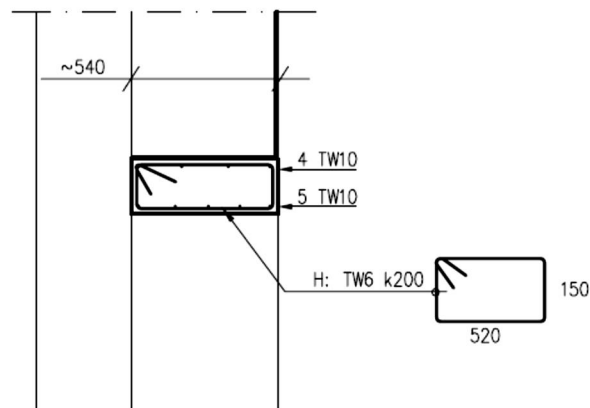
Kuva 7. UNP-palkin kiinnitysdetalji, periaatekuva (Vahanen Oy)

Aukon yläpuolen vahvistamisessa voidaan käyttää myös valettua palkkia. Pieniä aukkoja tehtäessä paksuun seinään voi riittää lisäraudoitus aukon yläpuolella. Seinään porataan kaksi pyöreää reikää ja sen jälkeen sahataan niiden välistä betoni pois. Tehtyyn aukkoon asennetaan terästä ja aukko valetaan umpeen, jolloin aukon yläpuolelle muodostuu palkki. Tämän jälkeen uusi aukko voidaan sahata paikalleen. Käytettäessä tätä lisävahvistustekniikkaa täytyy palkkia varten tehty aukko muistaa tukea työn ajaksi.



Kuva 8. Aukon vahvistaminen valupalkilla (Vahanen Oy)

a-a  
1:20



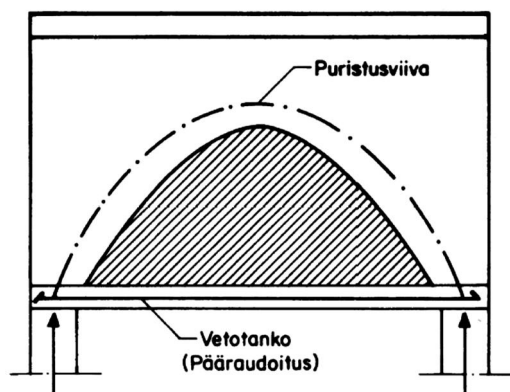
Kuva 9. Periaatekuva valupalkin raudoituksesta (Vahanen Oy)

## 5.2 Seinämäinen palkki

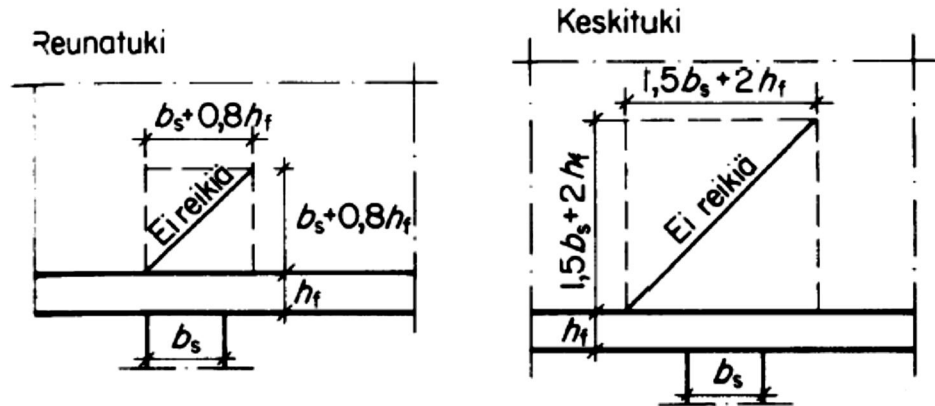
Seinämäiseen palkkiin tehtävä reikä saattaa muuttaa voimien kulkua merkittävästi. Vaikutus riippuu reiän sijainnista ja koosta. Puristusvyöhykkeen ulkopuolelle voidaan tehdä melko vapaasti reikiä vaikuttamatta seinämäisen palkin kantokykyyn huomattavasti. Pitkä reikä tosin vaikeuttaa alapuolisen laatan ripustamista, jolloin ripustusraudoitus keskittyy reiän pie- liin. (RIL 125: 1986, 376–377.)

Mikäli reikä katkaisee puristusviivan, on sen vaikutus kantokykyyn selvitettävä. Kooltaan pieni reikä, jonka suurempi sivumitta on  $< hef/6$ , voidaan hyväksyä jopa puristusvyöhykkeen sisäpuolelle, jos puristusvoima pystytään osoittamaan reiän molemmille puolille. (RIL 125: 1986, 376–377.)

Ulkoseinissä tavallisimmat reiät ovat ikkunoita ja sisäseinissä ovia. Ulkoseinien ikkuna-aukot voidaan yleensä sijoittaa kantokyvyn kannalta edullisesti. Sisäseiniin reiät joudutaan tekemään usein lähelle tukea, jolloin reiän vaikutus on selvitettävä tarkemmin. (RIL 125: 1986, 376–377.)

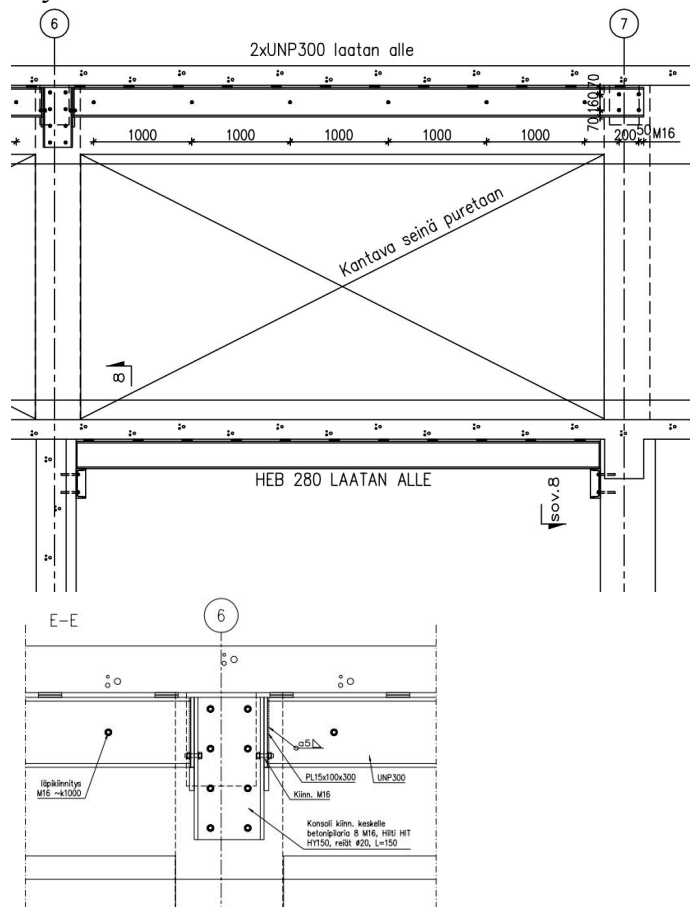


Kuva 10. Reikien sijoittaminen seinämäiseen palkkiin (RIL 125: 1986, 376–377.)

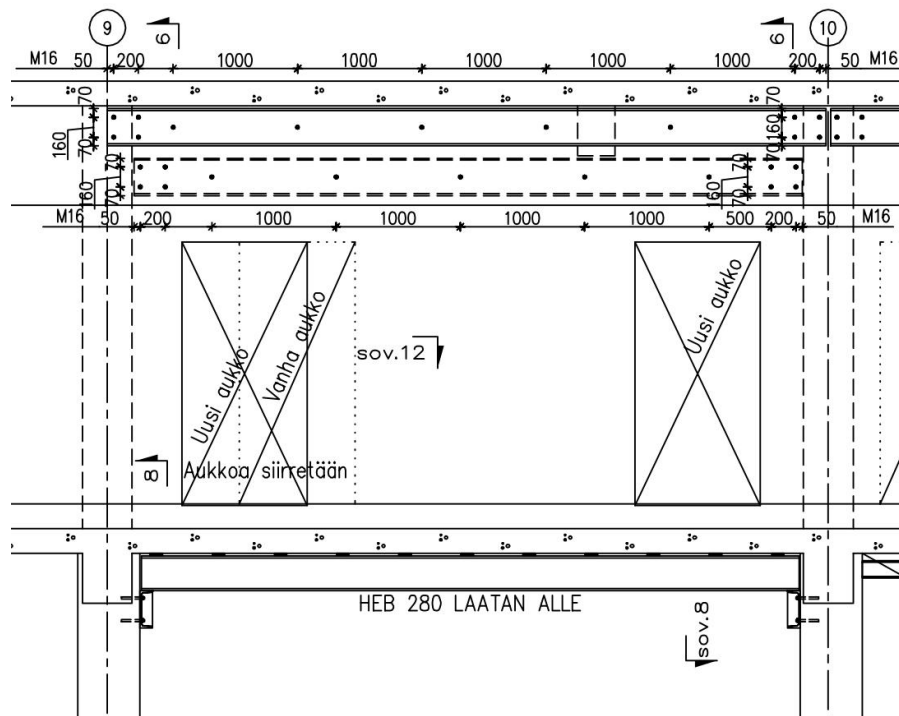


Kuva 11. Alueet, joihin ei saa tehdä reikiä (RIL 125: 1986, 376–377.)

Seinämaiseen palkkiin voidaan tehdä uusia oviaukkoja tai poistaa kokonainen seinämäinen palkki käyttämällä teräspalkkeja. Seinämäisen palkin yläpuoliset rakenteet voidaan tukea käyttämällä UNP-palkkeja kuten paikalla valetuissa seinissä. UNP-palkki asennetaan molemmille puolille seinää. Mikäli palkit voidaan asentaa samalle korkeudelle, kannattaa ne läpipultata toisiinsa. Alapuolella oleva laatta tuetaan käyttämällä esimerkiksi HEB-palkkia. HEB-palkki tulee tukea vanhoihin kantaviin rakenteisiin käyttämällä esimerkiksi konsolia. Jos poistetaan kokonainen seinämäinen palkki, on UNP- ja HEB-palkit hyvä tukea muihin kantaviin rakenteisiin käyttämällä esimerkiksi teräskonsoleita.



Kuva 12. Seinämäisen palkin korvaaminen UNP- ja HEB-palkeilla (Vahanan Oy).

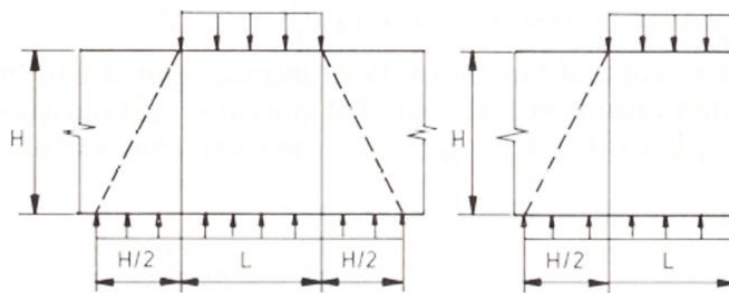


Kuva 13. Seinämäisen palkin aukotuksen tuenta UNP- ja HEB-palkeilla (Vahanen Oy).

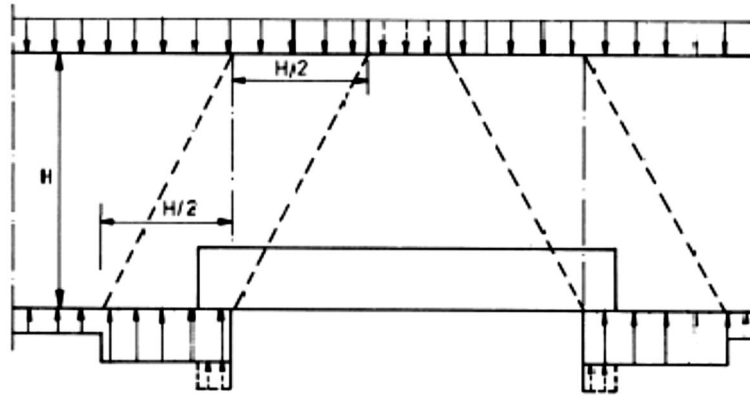
## 6 TIILISEINÄN AUKOTUS

### 6.1 Kantava seinä

Tiilirakenteisissa seinissä kuormien jakautuminen riippuu mm. tiilityypistä, laastista, limityksestä sekä mahdollisesta raudoituksesta. Pystykuorman voidaan likimäärin olettaa jakautuvan ja siirtyvän seinissä 2:1 (kuva 14). Aukkojen yläpuolella voidaan kaarivaikutus ottaa huomioon ja olettaa osan kuormasta siirtyvän suoraan tuille, jos tukirakenteet ottavat vastaan kaaren vaakavoiman. (Kinnunen 1988, 25.)



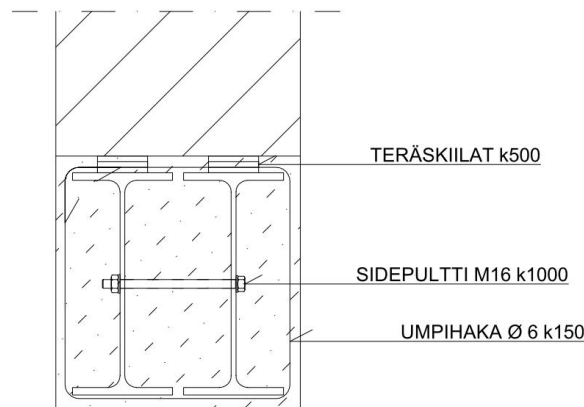
Kuva 14. Kuormien jakautuminen tiilirakenteisessa seinässä.



Kuva 15. Kuormien jakautuminen aukon yläpuolella tiilirakenteisessa seinässä.

Tiilirakenteisen seinän holvivaikutus pitää ottaa huomioon suunniteltaessa aukkoja rakenteeseen. Tiiliseinä ilman aukkoja holvaa kuormia kuvan 14 mukaisesti. Kun tiiliseinään tehdään aukko, kuormat jakautuvat kuvan 15 mukaisesti. Kuvasta voidaan huomata, että aivan aukon vieressä kuormat ovat suurimmat koko seinän alalla. Kuormien suuruudesta riippuen tiilirakenteissa pelkän aukon yläpuolisten rakenteiden vahvistaminen ei välttämättä ole riittävää. Joissakin tapauksissa aukon ylityspalkki aiheuttaa aukon viereen niin suuren puristusvoiman, että rakenteen puristuslujuus ei enää riitä. Tällöin aukon pielet on vahvistettava joko betoni- tai teräspila-reilla.

Helpoimpia tapoja vahvistaa tiiliseinään tehtävää aukkoa on käyttää IPE-palkkeja. IPE-palkkeja käytettäessä ei kohteesta ja työjärjestyksestä riippuen tarvitse käyttää työnaikaista tuentaa. Kohdassa pystykuormien siirtyminen on esitetty tiiliseinään tehdyn aukon tuenta IPE-palkeilla. Alla olevassa kuvassa on esitetty leikkaus keskeltä palkkia valmiina.

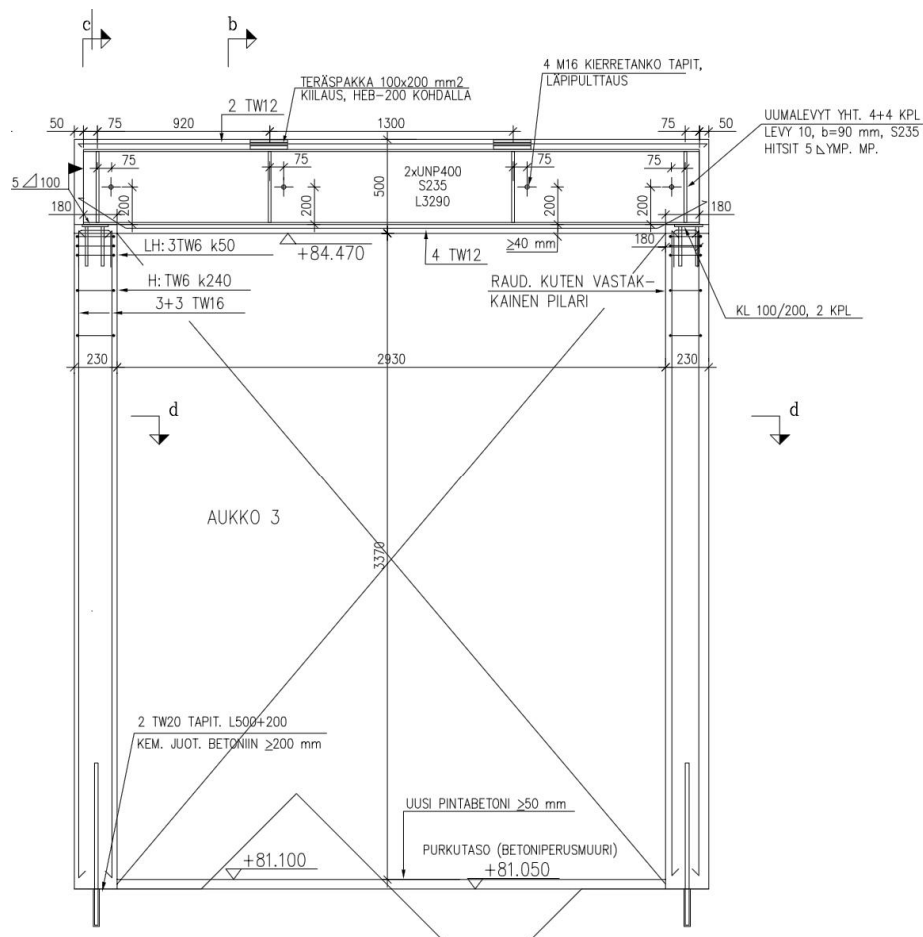


Kuva 16. IPE-palkilla tuettu aukko

Työjärjestyksenä kannattaa käyttää seuraavaa, jotta vältetään työaikaisilta tuennoilta:

1. Seinään piikataan syvennys johon toinen IPE-profiili mahtuu, kuitenkin enintään puolet seinän paksuudesta.
2. Palkin pään alle valetaan betonitasaus
3. Palkki asennetaan syvennykseen ja pää kiilataan teräskiiloilla ylä- ja alapuolelta
4. Palkki kiilataan yläpuolisesta rakenteesta k500
5. Loput aukosta puretaan
6. Toinen palkki asennetaan ja kiilataan
7. Palkit sidotaan toisiinsa esim. M16 pulteilla k1000. Palkit haoitetaan ja betonoidaan painevaluna

Toinen vaihtoehto on käyttää IPE-palkkien tilalla UNP-palkkeja. Alla olevassa kuvassa on käytetty UNP-palkkeja ja lisäksi aukon reunat on tuettu käyttämällä betonipilareita. Tässä tapauksessa osittain rakenteesta johtuen on jouduttu käyttämään myös työaikaista tuentaa. Tämä lisää työhön vaiheita ja työn suunnitteluun täytyy käyttää enemmän aikaa.

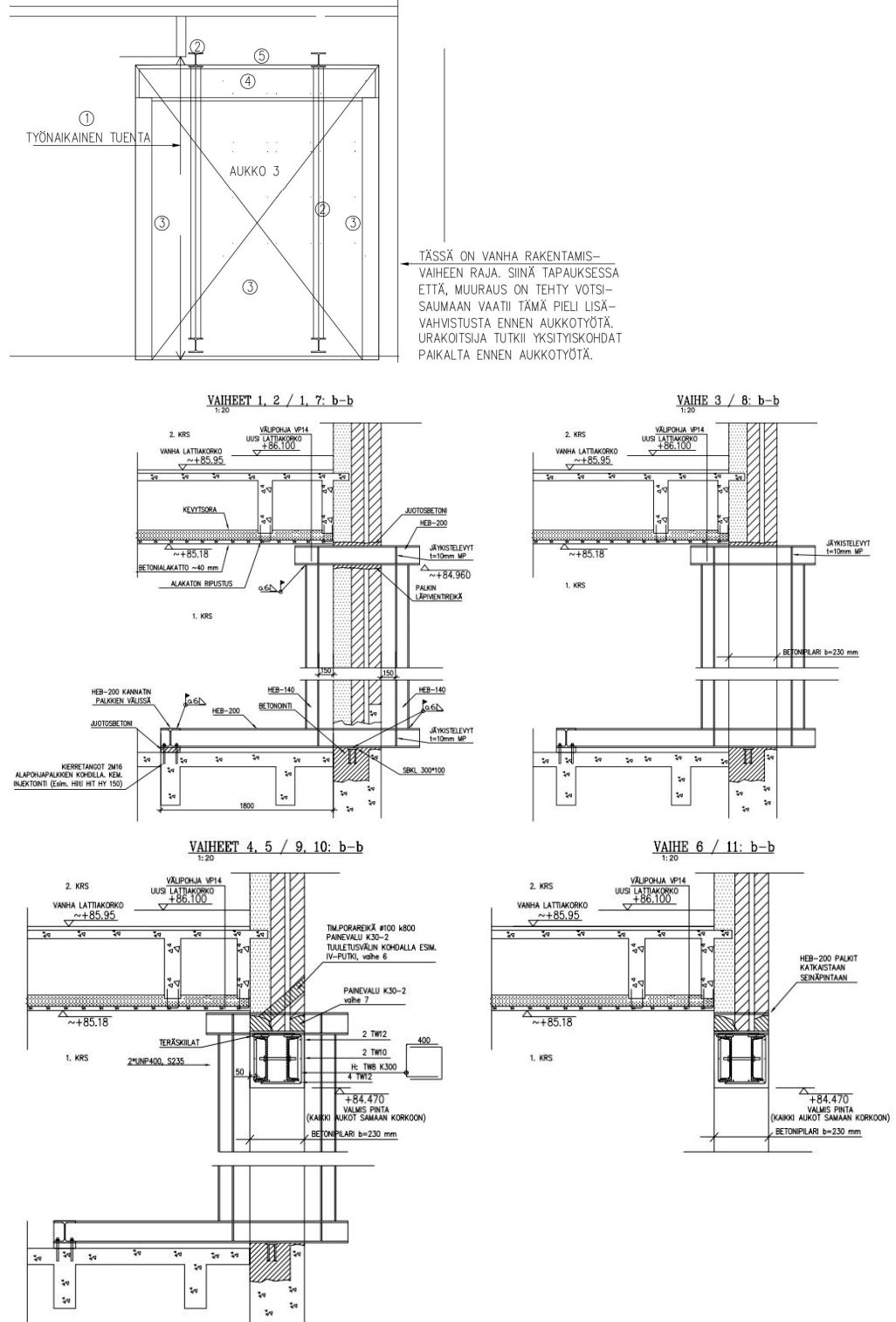


Kuva 17. Tiiliseinän aukon tuenta UNP-palkeilla ja teräsbetonipilareilla (Vahnen Oy).



Alla olevassa kuvassa on esitetty työjärjestys:

1. Työnaikainen tuenta
2. Työnaikaisten teräspalkkien ja -pilareiden asennus, valut
3. Aukon purku
4. UNP-palkkien asennus, raudoitus, valut
5. Painevalut
6. Työnaikaisten teräspalkkien ja -pilareiden irrotus/katkaisu



Kuva 18. Työnaikainen tuenta asennettaessa UNP-palkkeja tiiliseinään (Vahnen Oy).

## 6.2 Ei-kantava seinä

Ei-kantava väliseinä erotetaan yläpuolisista taipuvista rakenteista tarpeeksi suurella liikevaralla. Taipuvan rakenteen päälle muurattava seinä irroteetaan alustastaan pystysuuntaisin liikuntasaumoin ja tarvittaessa raudoitetaan. (Kinnunen 1988, 25.)

Joissakin tapauksissa kevyiden tiiliväliseinien liittyminen ala- ja yläpuolisiin rakenteisiin on aiheuttanut rakenneaurioita. Laajoissa paikallavalukentissä taipuma muodostuu niin suureksi, että seinä pyrkii laatan taipuessa irtoamaan ylemmästä holvista tai kantamaan ylempää holvia. Ohut tiiliseinä saa tällöin liian suuria jännityksiä ja syntyy halkeamia. (Kinnunen 1988, 25.)

Suunniteltaessa ei-kantavien seinien aukotusta tulee yläpuolella mainittu tilanne ottaa huomioon ja tehdä perusteellinen selvitys seinän kunnosta. Muutoin aukkojen suunnittelussa täytyy ottaa huomioon se, että aukon kohdalla seinä kestää oman painonsa, sillä kuormia muilta rakenteilta ei tule.

Vahvistustarve riippuu paljolti tehtävän aukon koosta. Suuri aukko täytyy todennäköisemmin vahvistaa kuin pieni. Mikäli tullaan siihen tulokseen, että aukkoa täytyy vahvistaa, voidaan käyttää esimerkiksi valupalkkia kuten paikalla valetuissa seinissä. Suuremmissa aukoissa voidaan käyttää IPE-palkkeja kuten kantavissa tiiliseinissä.

## 7 LAATASTON AUKOTUS

### 7.1 Paikalla valetut betonilaatat

Laatat ovat tasorakenteita, joiden paksuus muihin mittoihin verrattuna on pieni ja kuormitus tapahtuu pääasiassa kohtisuoraan niiden tasoa vastaan. Tämän vuoksi laattoja voidaan käsitellä laskelmissa 2-ulotteisina rakenneosina.

Kanto- ja tuentatapansa perusteella laatat voidaan ryhmitellä seuraavasti:

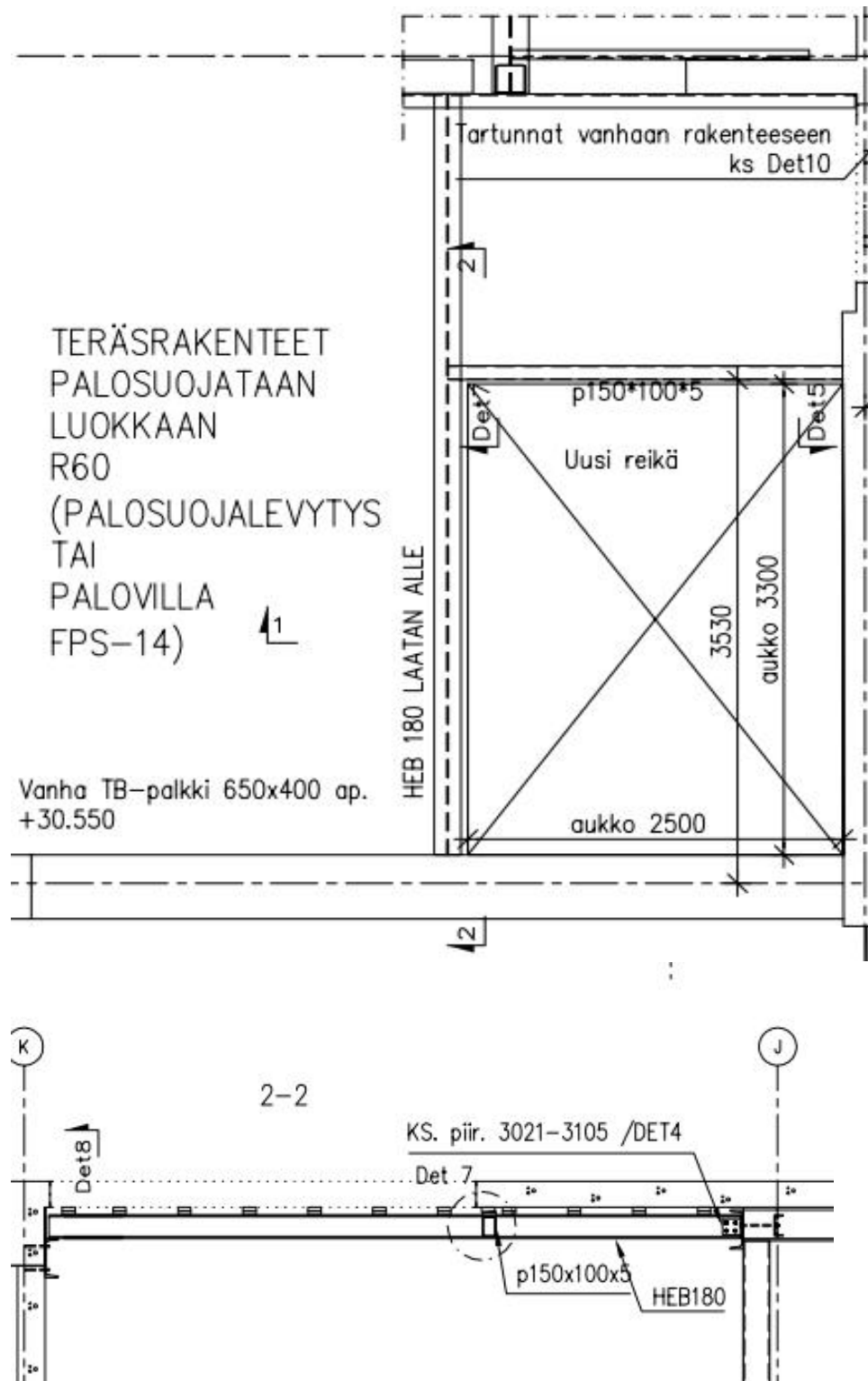
- yhteen suuntaan kantavat laatat
- ristiin kantavat laatat
- pilarilaatat (pistemäisesti tuetut)

Jos paksuus on samaa suuruusluokkaa muiden mittojen, kuten jännevälän tai leveyden, kanssa tulisi rakenneosaa käsitellä laskelmissa 3-ulotteisena, massiivisena rakenteena. Yhteen suuntaan kantavissa rakenneosissa on tarpeen tehdä ero palkkien ja laattojen välillä. Jos leveys ja korkeus ovat keskenään samaa suuruusluokkaa, pitäisi rakenneosaa mitoitaa palkkina ja päinvastaisessa tapauksessa laattana. (RIL 125: 1986, 293.)

Laatastoon tehtävät aukot voidaan tukea teräspalkkirakenteilla, joilla kuormat siirretään muille kantaville rakenteille. Alla olevassa kuvassa aukko on tuettu käyttämällä HEB-profiilia sekä putkiprofiilia. HEB-

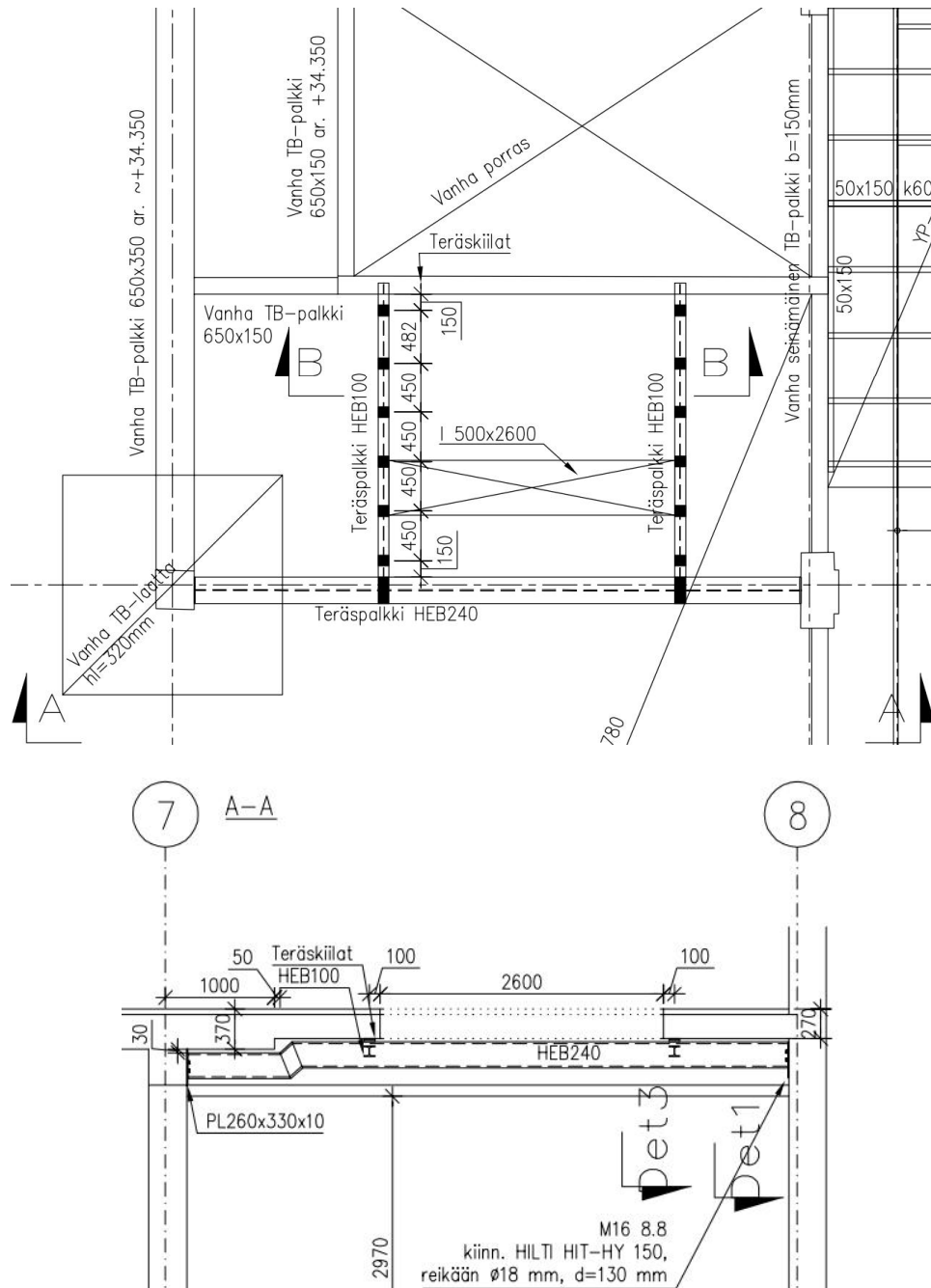
profiili on molemmista päistään tuettu vanhaan rakenteeseen ja putkiprofiili on tuettu HEB-profiiliin ja vanhaan rakenteeseen konsolilla.

Laatasta aukotettaessa täytyy muistaa oikea työjärjestys. Uudet kantavat rakenteet täytyy olla valmiina ennen aukon sahaamista, mikäli mahdollista. Muutoin tuenta on hoidettava muulla tavoin, esimerkiksi tukemalla laatta alemmasta kerroksesta.



Kuva 19. Esimerkki laatan tuennasta (Vahnen Oy)

Riippuen aukon paikasta, voidaan laatasta tehtäviä aukkoja vahvistaa eri tavoilla. Seuraavassa esimerkissä aukko on tuettu kahdelta sivulta HEB-palkeilla. Pienemmät palkit on tuettu isommasta palkista ja vanhasta rakenteesta. Palkit on kiilattu teräskiiloilla laatan ja palkin välistä, jotta laattaan ei pääse muodostumaan ylimääräistä taipumaa.

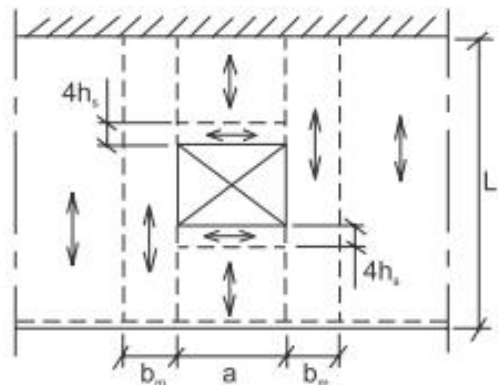


Kuva 20. Toinen esimerkki laatan tuennasta (Vahanan Oy)

### 7.1.1 Yhteen suuntaan kantava

Yhteen suuntaan kantavissa laatoissa merkittävää taivutusta tapahtuu vain yhdessä suunnassa, joka on laatan jänteen suunta. Tämän vuoksi laatta toimii periaatteeltaan samoin kuin palkki. Laatasta voidaan ottaa tarkasteltavaksi yksikön suuruinen kaista ja tarkastella sitä taivutettuna sauvarakenteena, sillä laatta taipuu yhteen suuntaan kantavissa osissa sylinteripinnan muotoon ja voimasuureet ja siirtymät muuttuvat vain jänteen suunnassa. (BY210: 2008, 389.)

Kun aukon suurempi sivumitta tai pyöreän aukon halkaisija on suurempi kuin  $1/5$  laatan jännemitasta, luokitellaan aukko suureksi. Tällöin laattaa voidaan tarkastella kaistamenetelmän perustein. (BY210: 2008, 393–394.)



Kuva 21. Laatan jako kaistoihin

### 7.1.2 Ristiin kantava

Ristiin kantavissa laatoissa eli ristikentissä laatat ovat neljältä, kolmelta tai kahdelta sivulta tuettuja ja niissä esiintyy merkittävää taivutusta toisiaan vastaan kohtisuorissa suunnissa. Neljältä sivulta tuetuissa laatoissa taivutumismomenttien jakaantuminen riippuu sivusuhteista ja tukien kiinnityksistä. Tällaiset laatat katsotaan ristikentiksi, jos sivumittojen suhde on enintään kaksi. Tätä suurempien sivusuhteiden tapauksessa laatan keskelle jää yhteen suuntaan kanava osa, mutta neliömäiset osat laatan päissä toimivat ristikenttinä. Kolmelta sivulta tuetuissa laatoissa voi muodosta riippuen esiintyä yhteen suuntaan ja ristiin kantavat osat. (BY210: 2008, 396–397.)

### 7.1.3 Pilarilaatta

Pilarilaatoissa laatan leveys on yleensä vakio koko laatasta. Mikäli pilarit eivät yksin riitä hoitamaan sivusiirtymäjäykistystä, tuenta hoidetaan vinositeillä tai leikkausseinillä. Aukoilla on pilarilaatoissa suurempi vaikutus jäykkyyteen kuin sivuiltaan tuetuissa laatoissa. Tämän vuoksi suurimmat putkitukset ja installaatiot sijoitetaan yhteen kuiluun keskitettyinä. (BY210: 2008, 405.)

Pilarilaatassa jännitykset ovat yleensä pieniä, ja sen vuoksi voidaan tehdä melko suuriakin reikiä. Kuitenkin on otettava huomioon, että asianmukaisesti suunniteltu reiällinen rakenne on huomattavasti vahvempi kuin rakenne johon reikä tehdään jälkikäteen. (Dalsbruk 1989, 61.)

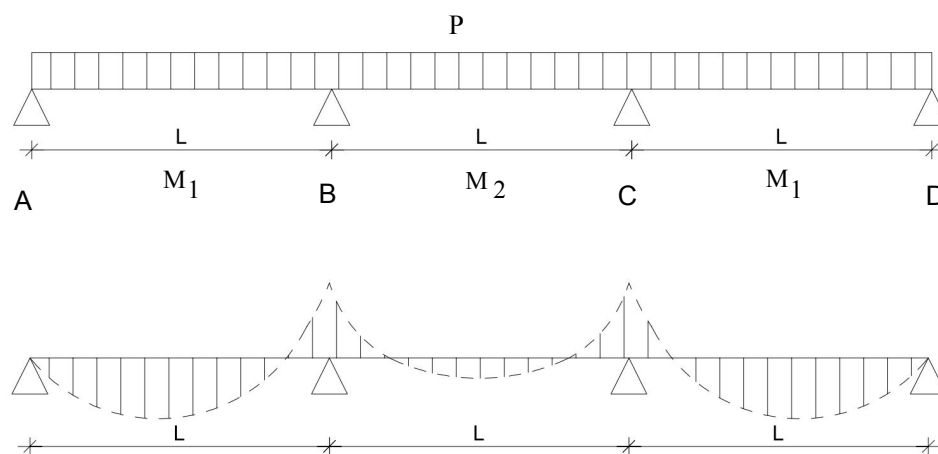
Aukkojen ensisijainen sijoituspaikka tulisi olla kohdissa, joissa on rakenteessa varaa heikennyksiin. Aukkojen sijoittamista suurimpien momenttien kohtaan tulisi välttää, sillä tässä kohdassa määräytyy laatan paksuus. Tukimomentti on yleensä suurempi kuin kenttämomentti, joten tuen vierelle aukon sijoittamista ei suositella. (Dalsbruk 1989, 61.)

Reikiä ei pitäisi tehdä myöskään muualle pilarikaistan kohdalla, sillä siitä saattaa seurata ratkaiseva muutos voimasuureiden jakaumaan. Kenttien keskiosissa voidaan reikien vaikutus ottaa huomioon kuten ristiin kantavissa laatoissa. (RIL 125: 1986, 335.)

#### 7.1.4 Jatkuvan laatan aukotus

Jatkuvassa laatussa tukien kohdalla on erisuuret tukireaktiot ja momentit riippuen siitä, onko tuki laatan keskellä vai reunassa. Myös laatan kentissä on erisuuret momentit riippuen kentän paikasta. Jos laatasta poistetaan kokonainen kenttä, täytyy huomioida momentin ja tukireaktioiden muutokset tukien kohdalla sekä momentin muutos kentässä.

Otetaan esimerkkinä 3-aukkoinen laattakenttä, josta poistetaan keskimäinen kenttä:



Kenttämomentti		Tukimomentti		Tukivoimat			
$M_1$	$M_2$	$M_B$	$M_C$	A	B	C	D
$k$				$k'$			
0,080	0,025	-0,100	-0,100	0,400	1,100	1,100	0,400

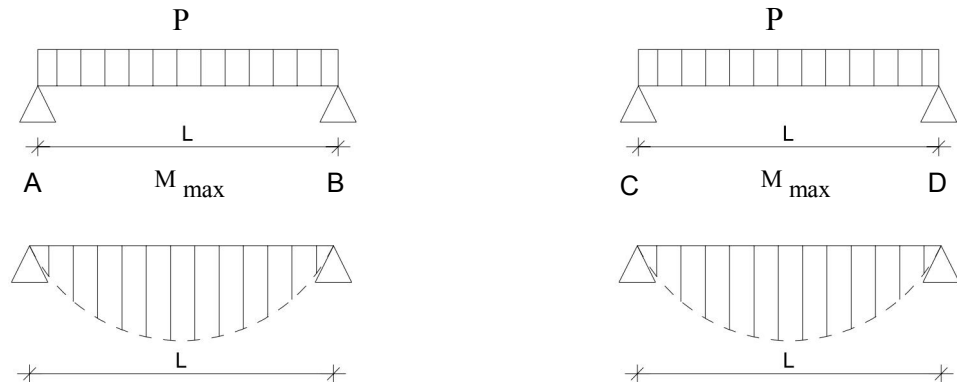
Momentti saadaan kaavasta

$$M = k * P * L^2$$

Tukivoima saadaan kaavasta

$$A, B, \dots = k' * P * L$$

Jos laattakentästä poistetaan keskimäinen kenttä, reunakenttien momentit ja tukireaktiot muuttuvat vastaamaan yksiaukkoisen laatan momentteja ja tukivoimia.



Momentti saadaan kaavasta  $M_{max} = \frac{P \cdot L^2}{8}$

Tukivoima saadaan kaavasta  $A, B, \dots = \frac{P \cdot L}{2}$

(Kaavat Rakentajain Kalenteri 1992, 44 ja 57.)

Tarkastelusta voidaan huomata, että jos laattakentästä poistetaan keskeltä kenttiä, reunakentissä momentit suurenevät ja tuilla lähestyvät arvoa nolla. Tällöin täytyisi ottaa huomioon kentän mahdollinen taipuma sekä mahdollinen ylimääräinen momenttiraudotus keskituilla ja tarkastella näiden vaikutukset.

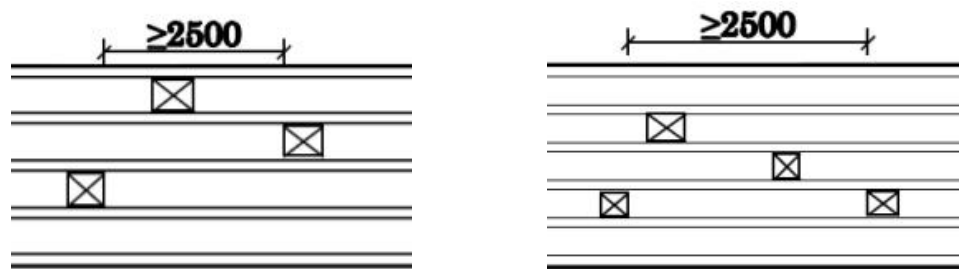
## 7.2 Ontelolaatat

Ontelolaatat kuuluvat kaikkein yleisimpiin elementtirakenteisiin Suomessa. Niiden käyttö alkoi yleistyä 1970-luvulla. Ontelolaatat ovat jännitettyjä leikkausraudoittamattomia elementtejä, joissa jännepunokset sijaitsevat laatan alapinnassa. Ne ovat yksiaukkoisia ja yksinkertaisesti tuettuja rakenneosia. (BY210: 2005, 685.)

Laattojen punokset on suunniteltu rakennuskohtaisesti vastaamaan rakennusaikansa kuormituksia. Laattojen suunnittelussa on otettu huomioon mahdolliset pistekuormien, viivakuormien ja aukkojen paikat. Punostaja on suunnitellut laatat kestävänsä tiettyjä rasituksia, jonka vuoksi laatoilla voi olla paikasta riippuen erilainen punostus. Reikiä suunniteltaessa täytyy tarkastella saatavilla olevia pohjapiirustuksia ja jos punoskuvia on saatavilla, kannattaa niistä tarkistaa laattojen punostus. Mikäli punoskuvia ei ole saatavilla, voidaan kriittisimmistä paikoista tarkistaa punosten sijainti raudoituksen betonipeitemittarilla.

### 7.2.1 Pienet reiät

Ontelolaattoihin voidaan tehdä pieniä reikiä suhteellisen helposti. Pieneksi reikiäsi luokitellaan maksimissaan ontelon levyinen ja ontelon kohdalla sijaitseva reikä. Nelionteloisissa laatoissa voi vapaasti sijoittaa kaksi pientä reikää samaan poikkileikkaukseen. Tämä tarkoittaa sitä, että kolmen reiän sisimmäisten reunojen välinen etäisyys tulee olla vähintään 2500mm. Viisioitelaisissa laatoissa saa sijoittaa kolme kappaletta pieniä reikiä samaan poikkileikkaukseen. Tämä tarkoittaa sitä, että neljän reiän sisimmäisten reunojen etäisyyden tulee olla vähintään 2500mm. Reiät, jotka katkaisevat laatasta uumia vaikuttavat aina laatan kapasiteettiin. (Ontelolaataston suunnitteluohje 2012.)



Kuva 22. Pienten reikien sijoitteluperiaate. Vasemmalla nelionteloinen ja oikealla viisioiteloinen ontelolaatta (Betoniteollisuus ry 2012).

### 7.2.2 Suuret reiät

Tehtäessä suuria reikiä jo asennettuihin ontelolaattoihin täytyy ensin tarkastella laatastolle tulevia kuormia ja ontelolaattojen punospiirustuksia. Suunnittelussa on otettava huomioon, että todennäköisesti punoksia joudutaan katkaisemaan. Koska ontelolaattojen punostus on suunniteltu rakennuksessa vallitsevien kuormitusten mukaan, on varmistettava rakenteen kantavuus myös reikiä tekohetkellä ja sen jälkeen.

Usein laatoissa on ylimääräistä momenttikapasiteettia, sillä laatat valetaan pitkällä pedillä, jossa koko matkalla on sama punostus. Ennen lähes kaikki laatat olivat joko 265 mm tai 200 mm paksuja. Jos ontelolaattaan tehdään reikä joka katkaisee punoksia, tutkitaan viereisten laattojen punosmäärät joko vanhoista kuvista tai betonipeitemittarilla. Vanhoista ontelolaataston suunnitteluohjeista löytyy punoksille momenttikapasiteettitaulukot.

Esimerkiksi vuoden 1977 Variax 5-ontelolaatta oli 265 mm paksu ja siihen voitiin asentaa 4, 6, 8 tai 10 punosta. Arvioitaessa kantavuutta muille kuin tasaisille kuormille, voidaan käyttää ominaiskuormille laskettuja sallittuja momenttien arvoja. (RIL 115: 1977, 370.)



Taulukko 8. Sallitut momentit ontelolaatan punoksille 1977 (RIL 115: 1977, 370)

Punokset	Sallittu momentti kNm/m
4 Ø 12,7 mm	45,1
6 Ø 12,7 mm	67,6
8 Ø 12,7 mm	90,5
10 Ø 12,7 mm	113,0

Jos reikä ei katkaise koko laattaa, voidaan olettaa kuormien siirtyvän saumavalun kautta viereisille laatoille. Jos laatta katkaistaan keskeltä jänneväliä koko laatan leveydeltä, voidaan katkaistu laatta kannatella viereisistä laatoista päätypalkeilla, mikäli viereisillä laatoilla on ylimääräistä momenttikapasiteettia. Tällöin aukosta tehdään hieman suurempi kuin tarvittava, jotta saadaan päätypalkit asennettua ja reiälle jää tarpeeksi tilaa. Palkit raudoitetaan ja ankkuroidaan viereisiin ontelolaattoihin. Viereisistä laatoista täytyy varmistaa, että reunimmaisesta kannaksesta löytyy punos. Viereisiin laattoihin voidaan sahata pienet reiät katkaisematta punoksia. Palkin raudoitus vietään viereisen laatan onteloihin ja palkki voidaan valaa. Tärkeää on, että viereisten laattojen kapasiteetti tarkistetaan ennen laatan katkaisua. Laatat täytyy muistaa myös tukea alemmasta kerroksesta ennen katkaisemista.

Mikäli laataan tehdään reikä tuen lähelle tai laatta katkaistaan tuen läheltä, täytyy ottaa huomioon leikkausvoimat tuella. Koska rei'itetty tai katkaistu laatta siirtää kuormituksia viereisille laatoille, tuen lähellä viereisten laattojen kuormitukset kasvavat ja samalla leikkausvoima tuella kasvaa. Jos tuen viereen tehdään kannaksia katkaiseva reikä, jäljelle jäävät kannakset vievät laatan kuorman tuelle, jolloin sama tukivoima vaikuttaa pienemmällä pinta-alalla ja leikkausvoima suurenee.

## LÄHTEET

Berghäll, J. 1991. Vanhan rakenteen kunnan ja kantavuuden arvioimismenetelmät. RIL K145-1991 Betonirakenteiden säilyvyys, vauriot ja korjaaminen. Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry, 81–95.

BY41: Betonirakenteiden korjausohjeet 2007. 2007. Suomen Betoniyhdistys ry. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy.

BY50: Betoninormit 2012. 2013. Suomen Betoniyhdistys ry. Helsinki: BY-Koulutus Oy.

BY210: Rakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008. 2008. Suomen Betoniyhdistys ry. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy.

BY210: Rakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2005. 2005. Suomen Betoniyhdistys ry. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy.

Dalsbruk. 1989. Pilarilaatat, suunnitteluohje. Turku: Grafia Oy

Kerrostalot 1960–1975. 1994. Rakennustietosäätiö. Helsinki: Rakennustieto Oy

Kinnunen, J. 1988. Muuratut rakenteet 2: Rakennesuunnittelu. Vaasa: Rakentajain Kustannus Oy

Lindberg, R. 2014. Elementtirakennusten jäykistykseen liittyviä kysymyksiä. Suunnittelun ytimessä. Espoo. 31.01.2014. Seminaarin jaettu materiaali.

Ontelolaataston suunnitteluohje. 2012. Betoniteollisuus ry. Viitattu 29.8.2014.

[http://www.parma.fi/images/files/downloads/Ontelolaatastojen\\_suunnitteluohje.pdf](http://www.parma.fi/images/files/downloads/Ontelolaatastojen_suunnitteluohje.pdf)

Rakentajain Kalenteri 1992. Osa1: Käsikirja. 1991. Helsinki: Rakentajain Kustannus Oy.

RIL 115: Betonielementtirakenteet. 1977. Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto ry

RIL 125: Teräsbetonirakenteet. 1986. Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry.

RIL 174-4: Korjausrakentaminen IV, Runkorakenteet. 1988. Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry.

RIL 202-2011/BY61: Betonirakenteiden suunnitteluohje, Eurokoodit EN1992-1-1 ja EN1992-1-2. 2011. Suomen Betoniyhdistys ry & Suomen

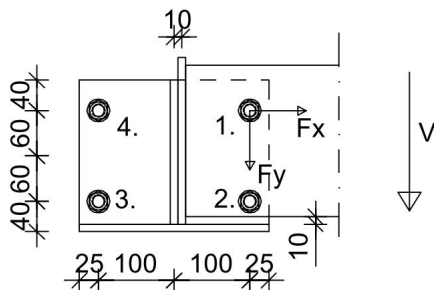
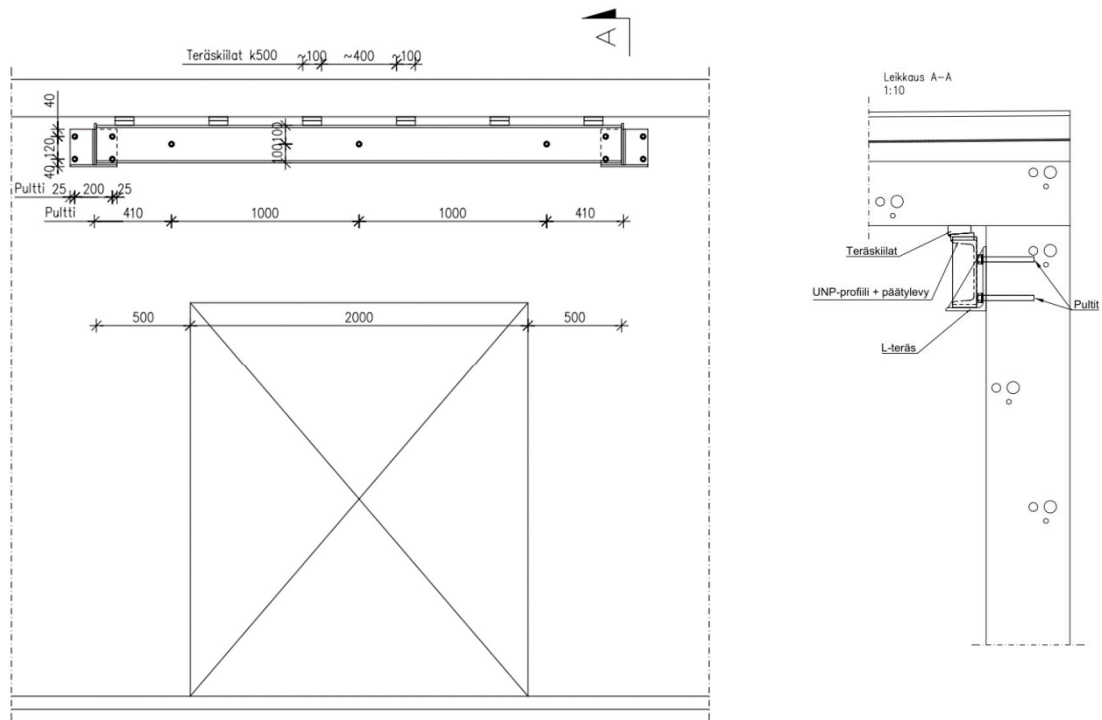
Rakennusinsinöörien liitto RIL ry. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry & Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry.

Rakennustieto. 1996. RT 82–10608: Muuratut julkisivut, korjausrakentaminen. Rakennustieto Oy.

Salmikivi, T. 1991. Vanhan rakenteen kunnon ja kantavuuden arvioimismenetelmät. RIL K145–1991 Betonirakenteiden säilyvyys, vauriot ja korjaaminen. Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry, 189–153.

Suomen RakMK B1: Rakenteiden varmuus ja kuormitukset: Määräykset 1983. 1983. Sisäasiainministeriö. Viitattu 20.05.2014.  
[http://www.energiakorjaus.info/pages/files/rakmk\\_old\\_fi/B1\\_1983\\_Rakenteiden\\_varmuus\\_ja\\_kuormitukset.pdf](http://www.energiakorjaus.info/pages/files/rakmk_old_fi/B1_1983_Rakenteiden_varmuus_ja_kuormitukset.pdf)

Esimerkkilaskelma: UNP- palkin mitoitus konsolilla



Aukko  $L_a := 2.0\text{m}$      $H_a := 2.1\text{m}$

$L_{UNP} := L_a + 1.0\text{m} = 3\text{m}$

$b_{seinä} := 0.2\text{m}$

Aukon yläpuolella olevan seinän paino  $g_{yläp} := 0.9\text{m} \cdot b_{seinä} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 4.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Seinälle kerääntyä kuormaa     $L := 5\text{m}$

Hyötykuorma     $q_{hyöty} := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L = 10 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Laatan omapaino     $g_{laatta} := 0.2\text{m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot L = 25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Mitoitetaan palkki yksiaukkoisena

$$q_{Ed} := 1.15 \cdot (g_{laatta} + g_{yläp}) + 1.5 \cdot q_{hyöty} = 48.925 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Momentti keskellä

$$M_{Ed} := \frac{q_{Ed} \cdot L_{UNP}^2}{8} = 55.041 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tukireaktiot palkin päässä

$$V_{Ed} := q_{Ed} \cdot \frac{L_{UNP}}{2} = 73.388 \cdot \text{kN}$$

Palkin materiaali S355

$$E := 2.1 \cdot 10^8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$f_y := 3.55 \cdot 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_{M0} := 1.0$$

$$W_{pl,vaadittava} := \frac{M_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = 155.044 \cdot \text{cm}^3$$

Valitaan alustavasti UNP 220

$$W_{pl,UNP} := 292 \text{cm}^3 = 2.92 \times 10^{-4} \cdot \text{m}^3$$

$$I := 0.00002690 \text{m}^4 = 2.69 \times 10^{-5} \text{m}^4$$

$$g_{UNP} := 0.294 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$f := \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_{UNP} + g_{laatta} + g_{yläp}) \cdot L_{UNP}^4}{E \cdot I} = 5.563 \times 10^{-3} \text{m}$$

Pääkannattajalle taipumaraja

$$f_{\max} := \frac{L_{UNP}}{300} = 0.01 \text{m}$$

Valitaan ylityspalkiksi UNP 220

Pääkannattajan taipumaraja on yläraja taipumalle ylityspalkin mitoituksessa. Palkin mitoituksessa kannattaa kuitenkin pyrkiä mahdollisimman pieneen taipumaan. Palkki kiillataan teräskiiloilla palkin ja laatan välistä taipuman aiheuttaman jännityksen verran, jolloin yläpuolisen rakenteen taipuminen saadaan oman painon osalta estettyä.

Profis Anchor 2.4.8: Konsolin pulttien mitoitus



Profis Anchor 2.4.8

www.hilti.fi

Company:  
 Specifier:  
 Address:  
 Phone | Fax:  
 E-Mail:

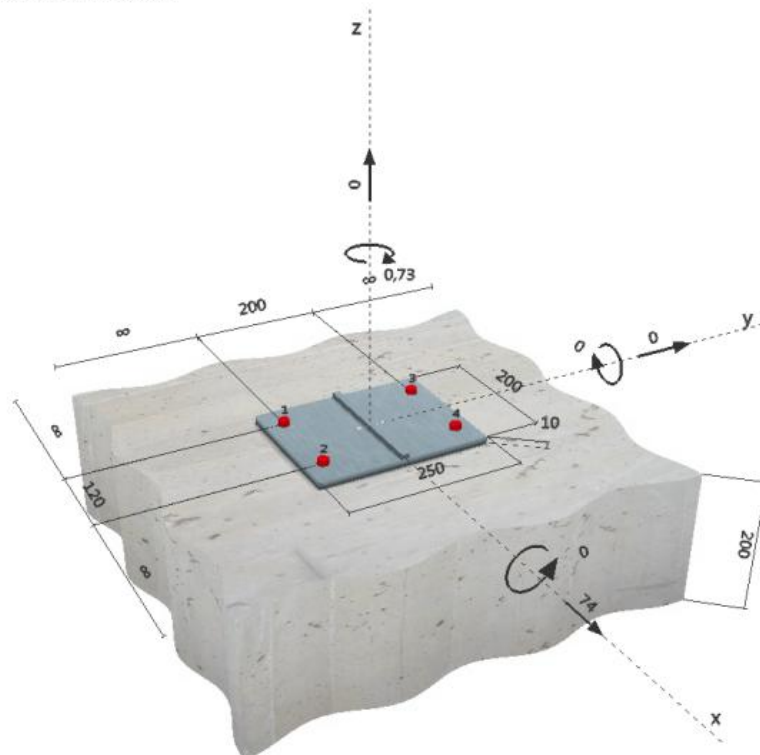
Page: 1  
 Project:  
 Sub-Project | Pos. No.:  
 Date: 8.9.2014

Specifier's comments:

1 Input data

<b>Anchor type and diameter:</b>	<b>HIT-HY 200-A + HIT-V (8.8) M16</b>	
Effective embedment depth:	$h_{ef,ops} = 80 \text{ mm}$ ( $h_{ef,limit} = 164 \text{ mm}$ )	
Material:	8.8	
Evaluation Service Report:	ETA 11/0493	
Issued   Valid:	8.8.2012   23.12.2016	
Proof:	design method ETAG BOND (EOTA TR 029)	
Stand-off installation:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (no stand-off); $t = 10 \text{ mm}$	
Anchor plate:	$l_x \times l_y \times t = 200 \text{ mm} \times 250 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$ ; (Recommended plate thickness: not calculated)	
Profile:	Flat bar; (L x W x T) = 200 mm x 10 mm x 0 mm	
Base material:	cracked concrete, C25/30, $f_{ct} = 30,00 \text{ N/mm}^2$ ; $h = 200 \text{ mm}$ , Temp. short/long: 40/24 °C	
Installation:	hammer drilled hole, installation condition: dry	
Reinforcement:	no reinforcement or reinforcement spacing $\geq 150 \text{ mm}$ (any $\emptyset$ ) or $\geq 100 \text{ mm}$ ( $\emptyset \leq 10 \text{ mm}$ ) no longitudinal edge reinforcement Reinforcement to control splitting according to EOTA TR 029, 5.2.2.6 present.	

Geometry [mm] & Loading [kN, kNm]



Input data and results must be checked for agreement with the existing conditions and for plausibility!  
 PROFIS Anchor ( c ) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti is a registered Trademark of Hilti AG, Schaan



www.hilti.fi

Company:  
 Specifier:  
 Address:  
 Phone | Fax: |  
 E-Mail:

Page: 2  
 Project:  
 Sub-Project | Pos. No.:  
 Date: 8.9.2014

## 2 Load case/Resulting anchor forces

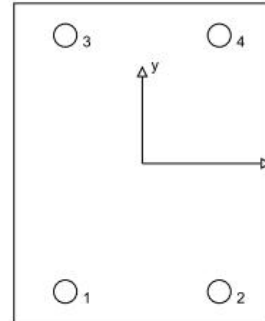
Load case: Design loads

### Anchor reactions [kN]

Tension force: (+Tension, -Compression)

Anchor	Tension force	Shear force	Shear force x	Shear force y
1	0,000	17,177	17,158	0,805
2	0,000	17,177	17,158	-0,805
3	0,000	19,858	19,842	0,805
4	0,000	19,858	19,842	-0,805

max. concrete compressive strain: - [%]  
 max. concrete compressive stress: - [N/mm<sup>2</sup>]  
 resulting tension force in (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]  
 resulting compression force in (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]



## 3 Tension load (EOTA TR 029, Section 5.2.2)

	Load [kN]	Capacity [kN]	Utilization $\beta_w$ [%]	Status
Steel Strength*	N/A	N/A	N/A	N/A
Combined pullout-concrete cone failure**	N/A	N/A	N/A	N/A
Concrete Breakout Strength**	N/A	N/A	N/A	N/A
Splitting failure**	N/A	N/A	N/A	N/A

\* anchor having the highest loading \*\*anchor group (anchors in tension)



Profis Anchor 2.4.8

www.hilti.fi

Company:  
 Specifier:  
 Address:  
 Phone | Fax: |  
 E-Mail:

Page: 3  
 Project:  
 Sub-Project | Pos. No.:  
 Date: 8.9.2014

## 4 Shear load (EOTA TR 029, Section 5.2.3)

	Load [kN]	Capacity [kN]	Utilization $\beta_v$ [%]	Status
Steel Strength (without lever arm)*	19,858	50,400	40	OK
Steel failure (with lever arm)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Pryout Strength**	74,000	95,607	78	OK
Concrete edge failure in direction **	N/A	N/A	N/A	N/A

\* anchor having the highest loading \*\*anchor group (relevant anchors)

### 4.1 Steel Strength (without lever arm)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]
63,000	1,250	50,400	19,858

### 4.2 Pryout Strength (Concrete Breakout Strength controls)

$A_{c,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	$k_1$
158400	57600	120	240	2,000	7,200
$e_{c1,V}$ [mm]	$V_{rec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$V_{rec2,N}$	$V_{s,N}$	$V_{re,N}$
0	1,000	10	0,924	1,000	1,000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,c1}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]		
28,218	1,500	95,607	74,000		

## 5 Displacements (highest loaded anchor)

Short term loading:

$N_{Sk}$ = 0,000 [kN]	$\delta_N$ = 0,000 [mm]
$V_{Sk}$ = 14,710 [kN]	$\delta_V$ = 0,588 [mm]
	$\delta_{NV}$ = 0,588 [mm]

Long term loading:

$N_{Sk}$ = 0,000 [kN]	$\delta_N$ = 0,000 [mm]
$V_{Sk}$ = 14,710 [kN]	$\delta_V$ = 0,883 [mm]
	$\delta_{NV}$ = 0,883 [mm]

Comments: Tension displacements are valid with half of the required installation torque moment for uncracked concrete! Shear displacements are valid without friction between the concrete and the anchor plate! The gap due to the drilled hole and clearance hole tolerances are not included in this calculation!

The acceptable anchor displacements depend on the fastened construction and must be defined by the designer!

## 6 Warnings

- Load re-distributions on the anchors due to elastic deformations of the anchor plate are not considered. The anchor plate is assumed to be sufficiently stiff, in order not to be deformed when subjected to the loading!
- Checking the transfer of loads into the base material is required in accordance with EOTA TR 029, Section 7!
- The design is only valid if the clearance hole in the fixture is not larger than the value given in Table 4.1 of EOTA TR029! For larger diameters of the clearance hole see Chapter 1.1. of EOTA TR029!
- The accessory list in this report is for the information of the user only. In any case, the instructions for use provided with the product have to be followed to ensure a proper installation.
- Bore hole cleaning must be performed according to instructions for use (blow twice with oil-free compressed air (min. 6 bar), brush twice, blow twice with oil-free compressed air (min. 6 bar)).
- Characteristic bond resistances depend on short- and long-term temperatures.
- Please contact Hilti to check feasibility of HIT-V rod supply.
- Edge reinforcement is not required to avoid splitting failure

**Fastening meets the design criteria!**





## Profis Anchor 2.4.8

www.hilti.fi

Company:  
 Specifier:  
 Address:  
 Phone | Fax:  
 E-Mail:

Page: 4  
 Project:  
 Sub-Project | Pos. No.:  
 Date: 8.9.2014

### 7 Installation data

Anchor plate, steel: -  
 Profile: Flat bar; 200 x 10 x 0 mm  
 Hole diameter in the fixture:  $d_f = 18$  mm  
 Plate thickness (input): 10 mm  
 Recommended plate thickness: not calculated  
 Cleaning: Premium cleaning of the drilled hole is required

Anchor type and diameter: HIT-HY 200-A + HIT-V (8.8) M16  
 Installation torque: 0,080 kNm  
 Hole diameter in the base material: 18 mm  
 Hole depth in the base material: 80 mm  
 Minimum thickness of the base material: 116 mm

### 7.1 Required accessories

#### Drilling

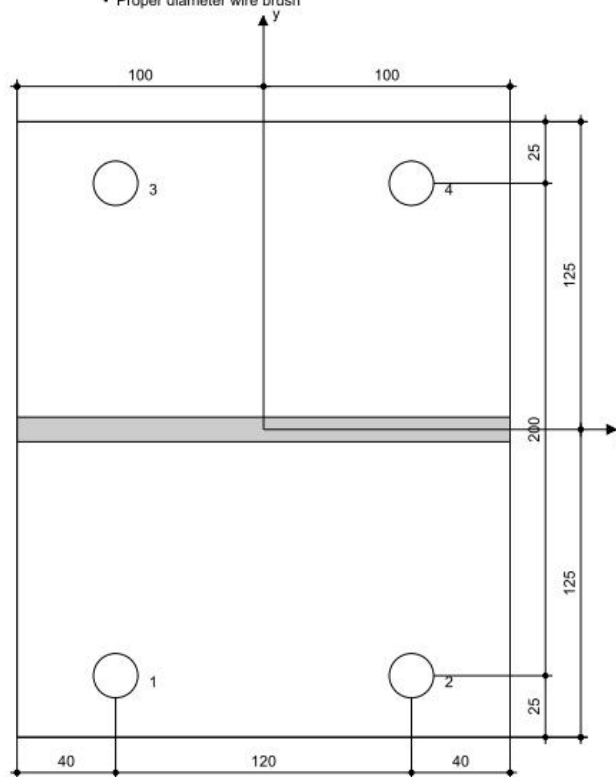
- Suitable Rotary Hammer
- Properly sized drill bit

#### Cleaning

- Compressed air with required accessories to blow from the bottom of the hole
- Proper diameter wire brush

#### Setting

- Dispenser including cassette and mixer
- Torque wrench



### Coordinates Anchor [mm]

Anchor	x	y	c <sub>x</sub>	c <sub>yx</sub>	c <sub>y</sub>	c <sub>xy</sub>
1	-60	-100	-	-	-	-
2	60	-100	-	-	-	-
3	-60	100	-	-	-	-
4	60	100	-	-	-	-

Input data and results must be checked for agreement with the existing conditions and for plausibility!  
 PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti is a registered Trademark of Hilti AG, Schaan



**Profis Anchor 2.4.8**

[www.hilti.fi](http://www.hilti.fi)

Company:

Specifier:

Address:

Phone | Fax: |

E-Mail:

Page:

5

Project:

Sub-Project | Pos. No.:

Date:

8.9.2014

## 8 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.