

BOTNIA-HALLIN VAURIO / LUMEN POISTUMINEN

1. Lumen liikkumisen syy

Silminnäkijähavaintojen mukaan vaurio liittyi lumen liukumiseen pois hallin katolta. Koska hallin sisään pudonnut lumimäärä oli palomiesten havaintojen mukaan pieni, on katon lopullisen sortuman täytynyt syntyä lumen liukumisen loppuvaiheessa eli silloin, kun suurin osa 26m pitkän lappeen lumikuormasta oli jo ohittanut vauriokohdan. Siten on hyvin epätodennäköistä, että lumen liikkeelle lähtemisen olisi aiheuttanut rakenteissa tapahtunut vaurio.

Lämpötila-aallon amplitudin etenemisnopeutta V_t lumessa kuvaa yhtälö [1]

$$V_t = (\alpha/\tau)^{1/2} \quad (1)$$

missä α on lumen tehollinen diffusiviteetti (n. $5 \cdot 10^{-7} \text{m}^2/\text{s}$) ja τ on lämpötila-aallon pituus. Yhtälön (1) perusteella esimerkiksi vuorokautta vaurion tapahtumista aikaisemmin ollut korkein ilman lämpötila, joka oli hyvin lähellä 0 C, oli edennyt lumessa n. 20 cm syvyydelle. Lumenpaksuus katolla oli 38-75 cm, joten lumen ja katon rajapinnan lämpötilaan ei ole vaikuttanut välitön ulkoilman lämpötila. Tapahtumaan 17.1.2003, n. 16.50 ei myöskään liittynyt tuulen suunnan tai nopeuden suuria muutoksia eikä merkittävää sadetta. Säätietojen perusteella lumeen ei ole tiivistynyt jäätä ilman vesihöyrystä ainakaan paria tuntia pidempään ennen vauriota. Myöskään hallin sisälämpötilassa ei liene ollut suuria muutoksia.

Lumen liukumisen on siten käynnistänyt joku hyvin pieni tekijä. Tämä on mahdollista jo senkin vuoksi, että lumessa tapahtuu vakio-olosuhteissakin metamorfoosi, joka muuttaa sen mekaanisia ominaisuuksia. Voidaan joka tapauksessa päätellä, että lumen poistumisen ajankohta olisi ollut tässä tapauksessa käytännössä mahdotonta ennustaa, ja poistuminen olisi siis voinut tapahtua jo aiemminkin. Osa lumesta ei poistunut nytkään. Tilanne on tuttu lumivyöryjen ennakoimisessa: Niitä on hyvästä lumen ominaisuuksien mittaustiedosta huolimatta vaikea ennustaa.

Valokuvista (esim lmg 8119.jpg) nähdään, että osa lumesta, pysyi katolla siitä huolimatta, että siltäkin katon osalta räystäällä ollut jää oli poistunut. Tämän perusteella lunta ei katolla kannatellut räystäällä oleva jää, vaan lumen vetolujuus siinä katon taitekohdassa, mistä lumi oli leikkautunut irti ylälappeella olevasta lumesta. Lumen ja katon välisellä lepokitkalla - ottaen huomioon vedenohjaimet - on myös saattanut olla tasapainon kannalta merkitystä. Kuitenkin, tasapainotilaa voi tarkastella seuraavasti:

Kun kitka jätetään huomiotta, lumeen lappeen taitekohdassa kohdistunut voima on

Liite 1

$$F = K L Y g \sin\theta \quad (2)$$

missä K on lumikuorma vaakasuoraa projektiota kohti (mittausten mukaan keskimäärin n. 115 kg/m²), L on lumilevyn pituus (26 m, lape) ja Y lumilevyn leveys. Lumen pinta-ala, johon lumilevy sen leikkautumiskohdassa tukeutui, on

$$A = Y h \quad (3)$$

missä h on lumen paksuus (lumen leikkautumiskohdassa n. 0.60 m).

Lumeen kohdistuva vetojännitys on $P_v = F/A$

$$P_v = K L g \sin\theta / h \quad (4)$$

Kun $\theta = 31$ astetta, saadaan $P_v \approx 25$ kPa.

Tätä voidaan verrata kuivan lumen, jonka tiheys on (mittaukset katolla)

$$\rho = K / h \approx 200 \text{ kg/m}^3$$

yksiaksiaaliseen vetolujuuteen hitaassa kuormituksessa, joka on [2, 3] 30-40 kPa.

Tämän perusteella lumen vetolujuus on ollut riittävä kannattelemaan lumikuormaa katolla kitkattomassakin tilanteessa. Lumen vetolujuus pienenee, kun lumen lämpötila nousee [4]. Lumen liikkeelle lähtemisen on siten todennäköisesti laukaissut hidas lumipeitteen - lähinnä sen yläosan - lämpeneminen vuorokautta aiemmin olleen korkeamman ilman lämpötilan johdosta. Mitä todennäköisimmin katon ja lumen rajapinnan lämpötila on aiemman ulkoilman lämpötila-historian ja rakennuksen katon läpi tulevan lämmönvuon takia ollut 0 C jo pidemmän aikaa ennen tapahtumaa.

2. Lumen liike katolla

Liiketytälö liukuvalla lumilevylle on

$$dV/dt = g (\sin\theta - \mu \cos\theta) \quad (5)$$

VTT:n "Arktinen kitkatutkimus" projektissa kehitettävällä mallilla voidaan arvioida liikekitkakerroin μ lumen ja kattopinnoitteen välillä. Malli perustuu termodynaamiseen kitkateoriaan [5] ja siinä on oletettu rajapinnalle jää (havaintojen mukaan lumen pohjalla oli n. 5 cm paksu jäinen kerros). Vedenohjainten vaikutusta ei ole otettu huomioon. Voitaneen olettaa, että lumikerros, jonka alla on jääkerros ylittää veden-ohjaimet melko kitkattomasti. Mallin tuloksena (liite) on, sekä olettamalla rajapinnan lämpötilassa 0 C, että -3 C, että liikekitkakerroin on ollut suuruusluokkaa $\mu = 0.01$.

Liiketytälön (5) tarkastelu osoittaa sen vuoksi, että kitkatermi voidaan jättää huomiotta (se on n. 2% gravitaatiotermistä) ja käsitellä liukumista kitkattomana. Liiketytälö antaa siten ($\mu = 0$) kiihtyvyydeksi $dV/dt = 5 \text{ m/s}^2$.

Mallitulokset ja kokeelliset havainnot [6] osoittavat, että kattopinnoitteen materiaalilla on vaikutusta kitkakertoimeen, mutta se on kuitenkin lähellä 0C lämpötilaa kaikilla materiaaleilla pienempi kuin 0.05. Myöskään pinnan rosoisuus ei oleellisesti vaikuta jään liikekitkaan.

Kun kitkaa ei oteta huomioon, on lumilevyn lähinnä rakennuksen harjaa ollut loppuosa saavuttanut räystäällä nopeuden

$$V = (2 L dV/dt)^{1/2} \quad (6)$$

joka on 16 m/s. Lumilevyn loppuosan liikkeelle lähtemisestä kulunut aika siihen kun se on saavuttanut räystäään on

$$t = (2 L / (dV/dt))^{1/2} \quad (7)$$

joka on 3.2 s.

Teoriassa vaurio on saattanut syntyä staattisen kuorman kasvaessa ylempänä katolla olleen paksumman lumen liukuessa vauriokohdan päälle. Katolla ollut suurin lumi-kuormakin (n. 170 kg/m²) on niin pieni, ettei staattinen kuormitus selittäne vaurion syntymistä. Dynamiikkaan liittyen: Lumen liukunopeus on ollut suurin aivan lähellä räystästä, jossa katon vauriot ovat syntyneet. Vaurion on siten todennäköisesti aiheuttanut joko lumikuorman erittäin nopeaan poistumiseen räystäään lähellä liittynyt dynamiikkaa (rakenteen relaksaatio) tai se, ettei katto ole kuormitettuna ollut tasainen.

Jälkimmäisessä mahdollisuudessa kattoon kohdistuneet voimat ovat lumen liukumisen aikana saattaneet kasvaa, jos katon kannattimien väliset alueet ovat olleet lumikuorman takia alaspäin taipuneina. Tällaiseen "kuoppaan" kohdistuva voima on em. 3.2 sekunnin ajan ollut jatkuvasti kasvava. Myös katolla olleilla n. 20 mm korkeilla vedenohjaimilla on voinut olla merkitystä. Koska lumen pohjalla oli ohut jääkerros, lumilevy on saattanut ohittaa vedenohjaimet "hyppäämällä", josta on seurannut paikallinen kuormitus vedenohjaimien kohdalla sekä siinä kohdassa, jossa lumi on palannut kontaktiin katon kanssa (tämä kohta on lumen liukunopeuden kasvun myötä siirtynyt jatkuvasti kauemmaksi vedenohjaimilta).

3. Lumen putoaminen

Lumen räystäällä olleen liukunopeuden V vaakasuora komponentti on $V \cos\theta$ ja pystysuora komponentti $V \sin\theta$. Lumen lentorataa räystäältä kuvaavat yhtälöt

$$\begin{aligned} x &= t V \cos\theta \\ y &= -\frac{1}{2} g t^2 - t V \sin\theta \end{aligned} \quad (8)$$

missä t on lentoaika.

Yhtälöryhmästä (8) saadaan eliminoimalla t yhtälö

$$g x^2 + (V^2 \sin 2\theta) x + 2 y V^2 \cos^2 \theta = 0 \quad (9)$$

Liite 1

josta ratkaisemalla x saadaan lumen putoamisetäisyys räystäältä. Räystään korkeus maanpinnasta on $y = -5\text{m}$.

Lumilevyn tullessa räystäältä sen nopeus on kasvanut nolosta arvoon 16 m/s (ks. edellä). Lumen loppuosan ($V = 16\text{ m/s}$) putoamiskohta maassa räystään reunasta vaakasuoraan mitattuna on yhtälön (9) ratkaisun mukaan $x = 6.5\text{ m}$.

Valokuvien perusteella hallin varauloskäytien katokset eivät ulotu 6.5 m päähän räystäältä. Katokset ovat myös siten kallistetut, että ne eivät katkaise lumen lentorataa suurilla nopeuksilla.

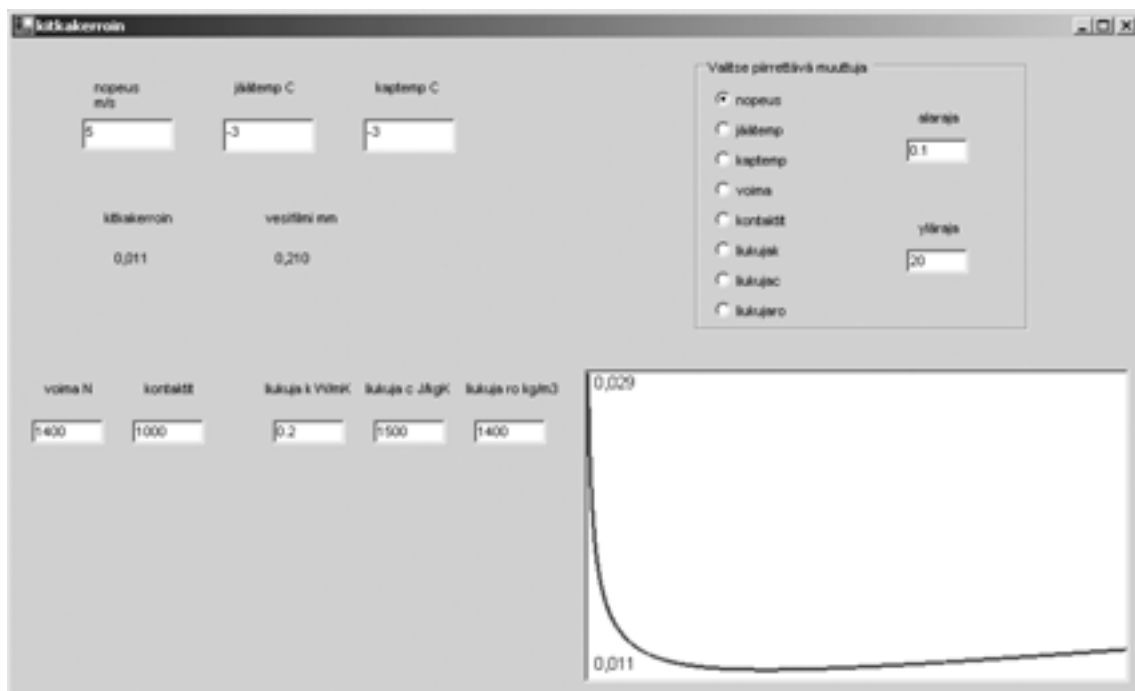
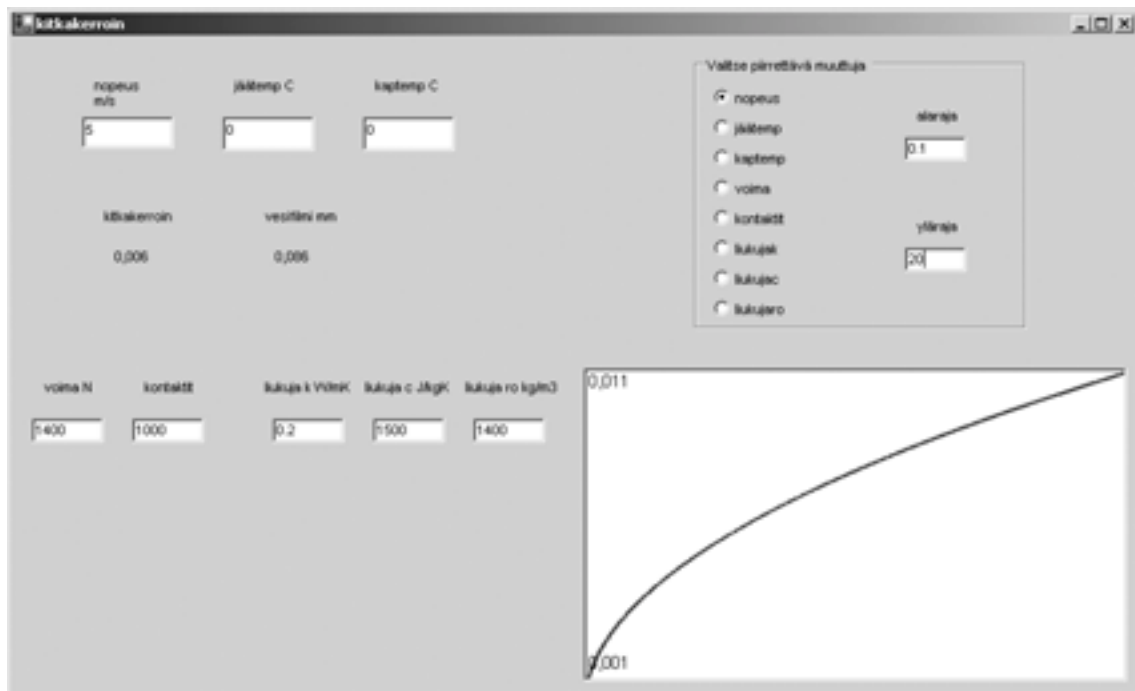
Myös valokuvien perusteella näyttää siltä, että lumi on osittain ylittänyt katokset ja siten tukkinut poistumistiet. Vaikka tässä tapauksessa lumen liikkeellelähdön ilmeisesti aiheutti lumen lämpeneminen ylhäältä päin, on täysin mahdollista, että katolla olevan lumen liikkeellelähdön aiheuttaa katon ja lumen rajapinnan lämpeneminen lumen sulamislämpötilaan. Tämän voisi tyypillisesti aiheuttaa palokuorma. Poistumisteiden suunnittelu tai kattaminen siten, ettei katolta putoava lumi voi niitä sulkea olisi siis tärkeää.

Lisäksi on huomattava, että näin suurilla nopeuksilla lentävät suuret lumimassat aiheuttavat välittömän vaaran ihmisille putoamiskohdassa.

Viitteet

- [1] Perla, R. & Neville, D., 1986: Notes on the fundamentals of snow properties. Snow Engineering Course, April 21-25, 1986, Banff, University of Saskatchewan.
- [2] St. Lawrence, W.F., 1977: A structural theory for the deformation of snow. Ph.D. Thesis, Montana State University.
- [3] McClung, D.M., 1981: Failure characteristics of alpine snow in slow deformation. Proceedings, International Symposium on the Mechanical Behavior of Structured Media, May 18-21, 1981, Ottawa
- [4] Gray, D.M. & Male, D.H. (eds.), 1981: Handbook of Snow. Pergamon Press, 776 s.
- [5] Oksanen, P., 1983: Friction and adhesion of ice. VTT Publications, 10, 36 s.
- [6] Hobbs, P.V., 1974: Ice Physics. Clarendon Press, 837 s.

LIITE: VTT:n jään kitkamallilla laskettuja kitkakertoimia.



MUISTIO / Tapio Leino
VTT Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka

ORSIRISTIKON JA VAURIOITUNEEN LIITOKSEN RAKENNEANALYYSIT JA MITOITUS

Sisältö:

1. ORSIRISTIKON MITOITUSKUORMAT

2. DYNAAMINEN KUORMITUSLISÄ

- 2.1 Dynaaminen kerroin
- 2.2 Lumilaatan kiihtyvyys
- 2.3 Dynaamisen kertoimen laskeminen
- 2.4 Orsirikoiden ominaisvärähtelyt
- 2.5 Katon ohutlevyjen ominaistaajuudet

3. RAKENNEANALYYSI - ORSIRISTIKON MALLINNUS

- 3.1 Orsirikoiden rakennemalli
- 3.2 Orsirikoiden tuentaehtojen vaikutus

4. ORSIRISTIKON ANALYYSIEN TULOKSET

- 4.1 Taipumat, tukireaktiot ja elementtien voimasuureet
- 4.2 Hallin pääkannattajaan kohdistuvat rasitukset
- 4.3 Orsirikoiden mitoituksen tarkastus
- 4.4 Lisäkuormitukset orsirikoidilla

5. PÄÄKANNATTIMEN LISÄKEHÄN KESTÄVYYS

- 5.1 Putkiprofiilin leikkauskestävyys
- 5.2 Liitoshitsin leikkauskestävyys
- 5.3 Putkiprofiilin pintojen kestävyudet

6. ORSIRISTIKON JA PÄÄKANNATTIMEN LIITOKSEN FEM-LASKENTA

- 6.1 Liitoksen mallinnus
- 6.2 Laskentatulokset mitoituskuormalla

Liite 2

ORSIRISTIKON JA VAURIOITUNEEN LIITOKSEN RAKENNEANALYYSIT JA MITOITUS

1. ORSIRISTIKON MITOITUSKUORMAN TARKISTUS

Hallin katon suunnittelussa lähtökohtana on katon poikittaiset pääkannattajat ja niitä tukevat orsiristikot, joiden suunnittelussa lähtökohdaksi on otettu vakio pituus, eli ristikoiden kiinnityspulttien väli on vakio riippumatta ristikon tyypistä tai asemasta.

Orsiristikot on katossa asennettu viistoon kattopinnan tueksi kohtisuoraan kattopintaa kohti, jolloin niihin vaikuttaa sekä pystysuorat kuormat että vaakakuormat. Tällöin orsiristikoiden mitoitukskuormassa on otettava huomioon omapaino, lumi ja tuulikuorma (ja niiden suunniteluohjeen mukaiset yhdistelmät).

Omapaino

Katon omaksi painoksi (sis. LVIS) on oletettu 0.6 kN/m^2 . Tästä saadaan orsiristikolle (ristikoiden väli kattotason suunnassa on noin 6 metriä) pystysuuntaan omaa painoa:

$$q_{\text{omap}} = 6 \text{ m} \cdot 0.6 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.2 = 1.2 \cdot 3.6 \text{ kN/m} = 4.32 \text{ kN/m},$$

missä 1.2 on omanpainon osavarmuusluku, jota oli sovittu käytettävän. Aiemmassa ohjeessa B7, Teräsrakenteet, Ohjeet 1988, se oli 1.6, ja uudemmassa 1996 ilmestyneessä B7-versiossa se on 1.2.

Lumikuorma

Katon lumikuorman perusarvo Vaasan seudulla on 1.4 kN/m^2 . Jos otetaan kinostumisen lähtökohdaksi ohjeen RIL 144 vuonna 1996 käytössä olleessa versiossa (vuodelta 1983) esitetty jakautuma, kuorma on nolla rakennuksen harjalla, ja 2.5-kertainen peruskuorman arvoon verrattuna katon siinä kohdassa, missä kattokaltevuus on 60 astetta. Tällöin saadaan esimerkiksi noin 30-asteisen katon osan, joka on hallin katon kaltevuus katsomon kohdalla, vastaavaksi muotokertoimeksi,

$$\mu / 2.5 = \sin 30 / \sin 60 \Rightarrow \mu = 2.5 \cdot \sin 30 / \sin 60 = 1.443.$$

Edellä oleva kertoimen arvo määrittää eniten rasitetun orsiristikon kuormituksen katsomon katossa. Lumi kertyy katon 30-asteesta vastaavalla kaltevuudella normaaliorsiristikolle horisontaalisuunnassa noin 5.2 m leveältä alueelta, jolloin saadaan :

$$q_{\text{lumi}} = \mu \cdot 1.4 \cdot 5.2 \cdot 1.6 = 16.8 \text{ kN/m},$$

missä 1.6 on lumikuorman osavarmuusluku vuonna 1996 voimassa olleen ohjeen B7 mukaan.

Suunnittelulaskelmissa käytetty laskenta-arvo 30 kN/m perustuu ohjeen B7-1988 versioon, joka oli käytössä 1996. Siinä oman painon osavarmuusluku oli 1.6. Hallin laskelmissa oli tietävästi sovittu käytettäväksi oman painon osavarmuuslukuna 1.2, joskaan mitään perusteluita tälle ei ole esitetty suunnitteludokumenteissa.

Hallin katosta laaditut suunnittelulaskelmat perustuvat sellaiseen lumen kinostumiskuorman jakautuman tulkintaan, missä muotokertoimen μ suurin arvo 2.5 koskee rakennuksen räystäään kohtaa riippumatta katon kaltevuudesta räystäällä. Tätä ohjeen tulkintaa ei ole voitu tarkistaa mihin se perustuu, mutta käytännössä se johtaa ohjetta suurempaan kuorma-arvoon. Laskelmissa ei ole esitetty muotokertoimen μ arvoa eniten rasetetun orsiristikon kohdassa.

Suunnittelijan käyttämässä mitoitusarvossa 30 kN/m on mahdollisesti eniten rasetetun orsiristikon periaatteen mukaisesti otettu huomioon kattopeltien 2-aukkoisuus. Kaikki hallin kattopellit (pituuslinjojen 1 ja 2 väliä lukuun ottamatta), olivat 2-aukkoisia alkaen aina samalta orsiristikolta, missä katon viistous muuttui. Tällöin kattopellin keskimäinen tuki (orsiristikko sijaitsi kunkin kattoviisteen keskellä) saa statiikan sääntöjen mukaan n. 25 % suuremman kuormituksen kuin jos lumikuorma jakautuisi tasaisesti kaikille tuille. Kattopellit oli katsomon katon tasossa limitetty, joten siellä ei orsiristikoille kerry merkittävästi ylimääräistä kuormaa.

Uusimmassa kuormitusohjeessa RIL 144-2002 lumen kinostumismallia on muutettu siten, että katon 30 astetta vastaavaksi muotokertoimeksi voidaan ottaa arvo $\mu=2.5$, eli kinos voi käytännössä kyseisen hallin osalta muodostua 30 asteisen lappeen mihin kohtaan tahansa. Tällöin katon rakenneosien mitoittavaksi lumikuormaksi (pystysuunnassa) saadaan:

$$q_{\text{lumi}} = \mu \cdot 1.4 \cdot 5.2 \cdot 1.6 = 29.12 \text{ kN/m.}$$

Koska orsiristikot ovat katon kummallakin lappeella kaikissa kohdissa vinossa asennossa (kohtisuorassa kattopintaan), sekä omasta painosta että lumikuormasta aiheutuu komponentit sekä orsiristikon tason suunnassa että katon pinnan suunnassa ja kuormien suuruuteen vaikuttaa myös ristikoiden välinen etäisyys, jota katsomon katossa oli pienennetty. Hallin katossa sen eri paikoissa sijaitsevien orsiristikoiden kuormitukset on laskettu ja yhdistelty taulukossa 1.

Tuulikuorma

Ohjeen RIL 144-1983 mukaan tuulikuorma pitää ottaa huomioon määräävässä yhdistelmässä joko a) kaatavana tuulikuormana, jolloin tuulen aiheuttama kokonaiskuormitus kohdistuu rakennukseen vaakasuorassa suunnassa kunkin kohdan korkeuden ja ns. muotokertoimen suhteessa, tai b) katon osapintoihin vaikuttavana pintaa vastaan kohtisuorana imu- tai painekuormana, jota varten ohjeessa on määritelty painekertoimia.

Esimerkiksi hallin katsomon katossa alimpien orsiristikoiden kohdalla, missä kattokaltevuus on noin 30-31 astetta kattopinnan korkeus h on laskettavissa kuvan 2 kaltevuuksien perusteella (korkeus harjalla = noin 23 m):

$$h = 23\text{m} - 12 \cdot \sin 10 - 12 \cdot \sin 20 - 18 \cdot \sin 30 = 7.8 \text{ m.}$$

Tällöin tuulen kohtisuora paine q_k korkeudella $h = 7.8$ m hallin rakennusaikaan käytössä olleen ohjeen RIL 144-1983 mukaan laskettu kaavasta A (manneralue):

$$q_k = 0.6 \cdot (7.8 / 10)^{0.28} = 0.56 \text{ kN/m}^2.$$

Rakenteiden osapintojen kuormitusten osalta ohjeesta RIL 144-1983 saa kaksi erilaista arvoa: a) kaarikatolle on annettu painekertoimet, joita pitää käyttää tapauksissa, kun katon

Liite 2

korkeuden suhde jänneväliin h/l (on tässä $22 / 84 =$ noin 0.25) on pienempi tai yhtä suuri kuin $1/8$.

Koska edellä oleva ehto ei täyty, ja kaarikaton sijasta on kyseessä sarja epäjatkuvia tasopintoja ja hallissa on harja, voidaan käyttää ohjeen kohdassa 4.2331 esitettyä harjakaton painekertoimista laadittua käyrää, mistä kullekin osapinnalle saa ylipainekertoimen arvon katon viistouskulman tangentin suhteen. Kertoimien likiarvot katon eri viistouksille ovat: 10 astetta: 0.0, 20 astetta: 0.2, 30 astetta: 0.4 ja 40 astetta: 0.6.

Tuulenpaineen perusarvona maanpinnan tasossa voidaan Vaasan seudulla pitää noin viiden metrin korkeuteen asti arvoa:

$$q_k = 0.6 \cdot (5.0 / 10)^{0.28} = \text{n. } 0.49 \text{ kN/m}^2 \text{ (vastaa n. } 50 \text{ kp/m}^2\text{)}.$$

Tuulikuormalle saa kuormitusohjeen RIL 144-2002 mukaan käyttää katon 30 asteen kaltevuutta vastaavalla lappeella jopa painekertoimen μ arvoa 1,1. Vastaavat kertoimet ovat, kun kaltevuudet ovat 10 tai 20 astetta, 0.5 ja 0.7. Milloin tuulikuorma vaikuttaa samaan suuntaan, mutta on pienempi kuin lumikuorma, se pitää yhdistää oman painon ja lumikuorman kanssa puolella mitoitusarvostaan. Tämä tarkoittaa sitä, että omaan painoon ja lumikuormaan pitää lisätä viistosti kattoon puhaltavasta tuulesta kuormitus $= 0.5 \cdot 6\text{m} \cdot 1.1 \cdot q_k$, missä q_k on tuulen paine suunnilleen saman (kunkin orsiristikon korkeudella eri arvo!) eniten rasetetun orsiristikon kohdalla laskien maanpinnasta. Tältä osin ohje RIL 144-2002 on epäselvä, koska joissakin muissa ohjeen kohdissa paine q_k lasketaan harjakorkeuden mukaan, mutta juuri kyseisessä ohjeessa laskentakorkeutta ei ole mainittu.

Nykyisen kuormitusohjeen RIL 144-2003 mukaan tuulen nopeuspaine orsiristikolle lasketaan myös eri kaavalla. Maastoluokassa II esimerkiksi korkeudella 7.8m, se lasketaan kaavalla:

$$q_k = 0.65 \cdot (7.8 / 10)^{0.24} = 0.612 \text{ kN/m}^2.$$

Suurin tuulesta aiheutuva imukuorman muotokerroin on ohjeen RIL 144-2002 mukaan – 1.1. Se pitää ottaa huomioon mm. pääkannattajien ja orsiristikoiden alapaarteiden mitoituksessa (puristusvoima). Kuormitusohjeen RIL 144-2002 mukaan hallin päätyjen lähellä pitää käyttää suurempia muotokertoimia, jolloin katolle tulee imukuorman muotokertoimeksi jopa arvo

-2,2. Tällöin tuulikuorman perusarvona saa kuitenkin käyttää pienempää arvoa. Kyseistä tarkastelua ei ole tehty, koska vauriot tapahtuivat muissa kehäväleissä.

Yhteenveto kaikkien orsiristikoiden (ristikon tason suuntainen viivakuorma) kuormituksista on laadittu taulukkoon 1. Kuormitukset on laskettu kummallakin puolella hallia niille orsiristikoiille, jotka sijaitsevat katon jonkin tasomaisen osan tukena. Taulukossa ei ole mukana ristikoita, jotka sijaitsevat kohdissa, missä katon viistous muuttuu (= orsiristikot, joissa kaksi yläpaarretta). Orsiristikot on numeroitu harjalta alaspäin siten, että ristikot 1-4 ovat hallin toisella puolella, ja ristikot 5-10 sijaitsevat harjalta lähtien katsomon puolella. Hallin katosta pudonneet orsiristikot sijaitsivat linjalla 10.

Taulukon 1 kuormien arvot sisältävät osavarmuusluvut.

Taulukko 1. Kuormitus eri ohjeiden ja vauriopaikalla tehdyn lumen tiheyden mittauksen mukaan.

Perusteet tai Kuormitusohjeet	Omapaino [kN/m] 1)	Lumi [kN/m] 1)	Tuuli * 0,5 [kN/m] 1)	Kokonaiskuormitus [kN/m]
RIL 144-1983 Toisella puolella				
- ristikkolinja 1	4.25	13.035	0.216	21.720
- ristikkolinja 2	4.05	11.921	1.375	20.647
- ristikkolinja 3	3.70	14.682	2.512	24.237
- ristikkolinja 4	3.15	14.050	3.005	23.005
Katsomon puolella				
- ristikkolinja 5	4.25	13.035	0.216	21.720
- ristikkolinja 6	4.05	11.921	1.375	20.647
- ristikkolinja 7	3.70	14.682	2.512	19.641
- ristikkolinja 8	3.43	13.590	2.164	18.100
- ristikkolinja 9	3.15	12.498	1.836	16.589
- ristikkolinja 10	3.23	12.815	1.681	16.888
RIL 144-2002 Katsomon puolella				
- ristikkolinja 7	3.70	23.937	4.704	29.992
- ristikkolinja 8	3.43	22.157	4.355	27.762
- ristikkolinja 9	3.15	20.377	4.005	25.532
- ristikkolinja 10	3.23	20.893	4.106	26.179
Suunnittelijan käyttämä mitoitusarvo	2)	2)	-	30,0 2)
Todellinen staattinen kuormitus	3,23 (ei mitattu)	7,424 3)	Lähes 0,0	10,654

1) Taulukon kaikki lukuarvot on laskettu kyseisten orsiristikoiden tasojen suunnissa, eli käytännössä kattoa vastaan kohtisuorassa suunnassa.

2) Orsiristikot ja niiden liitokset on mitoitetu arvolle 30 kN/m. Mitoitusarvon laskelmaa tai sen osatekijöitä ei ole kattavasti esitetty suunnitteludokumenteissa.

3) Katon lumikuorma oli vain hieman yli puolet mitoitusarvosta, jolle katsomon katon rakenteet olisi pitänyt mitoittaa: 16.888 kN/m.

Taulukossa 1 mainittu suunnittelijan mitoituslaskelmissa käyttämä arvo 30 kN/m on dokumenttien mukaan laskettu 30 asteen kattokaltevuutta vastaavalle orsiristikolle.

Kohdissa 4, 5 ja 6 on rakenteiden rasitukset laskettu käyttäen suunnittelijan mitoituskuormaa.

Rakenteen eri yksityiskohtien kestävyyksien laskelmat on kuitenkin korjattu siten, että kohdassa 4 on käytetty korjaustermiä $24.237/30 = 0.8$, koska 24.237 kN/m on suurin katossa missään kohdassa esiintyvä orsiristikon viivakuorma (päätyjen vieressä olevia kehävälejä ei ole tarkasteltu).

Ristikkolinjalla 10 katsomon katossa, missä orsiristikoiden välit ovat huomattavasti pienemmät, olisi mitoituskuormana pitänyt käyttää arvoa 16.888 kN/m. Liitteen kohtien 5 ja 6

Liite 2

yksityiskohtien, jollaisia esiintyy vain katsomon katossa, kestävyyksien laskenta on tehty korjaamalla laskettuja kuormituksia kertoimella $16.888/30 = 0.56$.

2. DYNAAMINEN KUORMITUSLISÄ

2.1 Dynaaminen kerroin

Liikkuvan kuormituksen aiheuttama dynaaminen lisä voidaan arvioida kahdella erilaisella tavalla:

- a) mikäli kuormitus on tietyn muotoinen (siniaallon puolikas, nouseva tai laskeva ramppi, suorakaidepulssi, tms.), dynaaminen kerroin voidaan katsoa käyrästöistä, kun tunnetaan rakenteen ominaistajuudet ja kuormituksen vaikutusaika.
- b) mikäli kuormitus on muodoltaan monimutkaisempi tai se vaihtelee pitemmällä ajanjaksolla tai tiheästi, dynaaminen kerroin voidaan analysoida FEM-ohjelmalla, mihin syötetään kuormituksen arvot ajan funktiona.

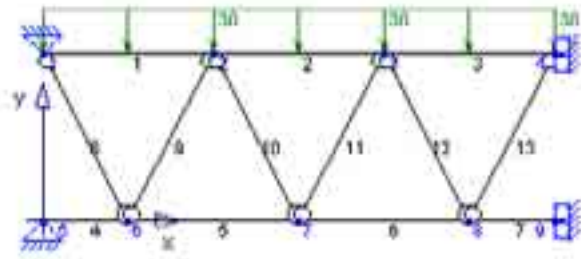
Kuvasta 3 voidaan havaita, että hallin katolla oli 17.3.2003 lähes tasainen lumikuorma, missä kuitenkin lähellä katon ensimmäistä alinta taivetta oli kinostuma, jonka kinoksen muoto on hyvin lähellä siniaallon puolikasta. Jos otetaan huomioon katon lumilaatan kiihtyvä liike, kuormituspulssi muistuttaa nousevaa kolmiota.

Dynaaminen kertoimen määrittäminen

Lumikuorman valuessa katolta kiihtyvällä vauhdilla, se aiheuttaa alimpiin orsivistikoihin dynaamisen kertoimen verran lisäkuormaa, mikä riippuu kuorman jakautumisesta katon lappeella ja kuormituksen muuttumisesta lumen valuessa ristikon ylitse.

Jos orsivistikon rakenne analysoidaan FEM-mallilla, johon syötetään ajan funktiona muuttuva kuormitus (vrt. kuva 1), dynaaminen kerroin näkyy ko. kuormitustilanteessa yläpaarten kiinnityskohdan tukireaktioiden vaihteluna ajan suhteen. Perusarvona, johon suurimpia dynaamisia tukireaktioarvoja verrataan, pitää käyttää suurinta katolla esiintynyttä staattista lumikuorma-arvoa, joka oli 75 cm lunta, jolloin kuormitus kohtisuoraan kattopinnalle oli 144.5 kg/m^2 ja pystysuorassa suunnassa 196 kg/m^2 .

Vaihtoehtoisesti kinostuman aiheuttama dynaaminen lisä voidaan laskea koskevan vain lumikinosta ottamalla peruslumikuorma (lunta oli n. 40 cm kaikkialla, ja 35 cm enemmän kinoksen kohdalla) huomioon rakenteen massassa. Rakenteen ominaistajuus on tällöin pienempi ja dynaaminen kerroin vaikuttaa vain kinoksen massaan.



Kuva 1. Orsiristikon yksinkertainen FEM-laskentamalli staattista mitoitusta varten.

Mikäli FEM-analyysi on tarpeen suorittaa, se voitaisiin tehdä seuraavilla kahdella erilaisella lumen kinostumisspektrillä:

- Kuormitus 1 (vrt. taulukko 2). Todellinen kinostumismalli, Botnia-hallin katolta mitattujen lumenpaksuuksien mukaan,
- Kuormitus 2 (vrt. taulukko 2). Todellinen kinostumismalli siten, että jakautuma on kuten edellä, mutta lumikerroksen suurin paksuus vastaa nykyistä kuormitusohjeen 30 asteen kaltevuutta vastaavaa muotokerrointa $\mu = 2.5$.

Dynaamisen kuormituksen laskemisessa tarvitsee tietää rakenteen ominaistajuudet, joiden laskennassa on oleellista ottaa huomioon ristikon ja katon (+LVIS) omapaino. Dynaamista kerrointa sovelletaan lumikuormaan. Omapaino otetaan kuormien yhdistelyssä huomioon ilman dynaamista kerrointa (samoin kuin mahdollisesti se osa lumikerroksesta, mikä vähintään on katolla joka puolella, ja on > 0 cm).

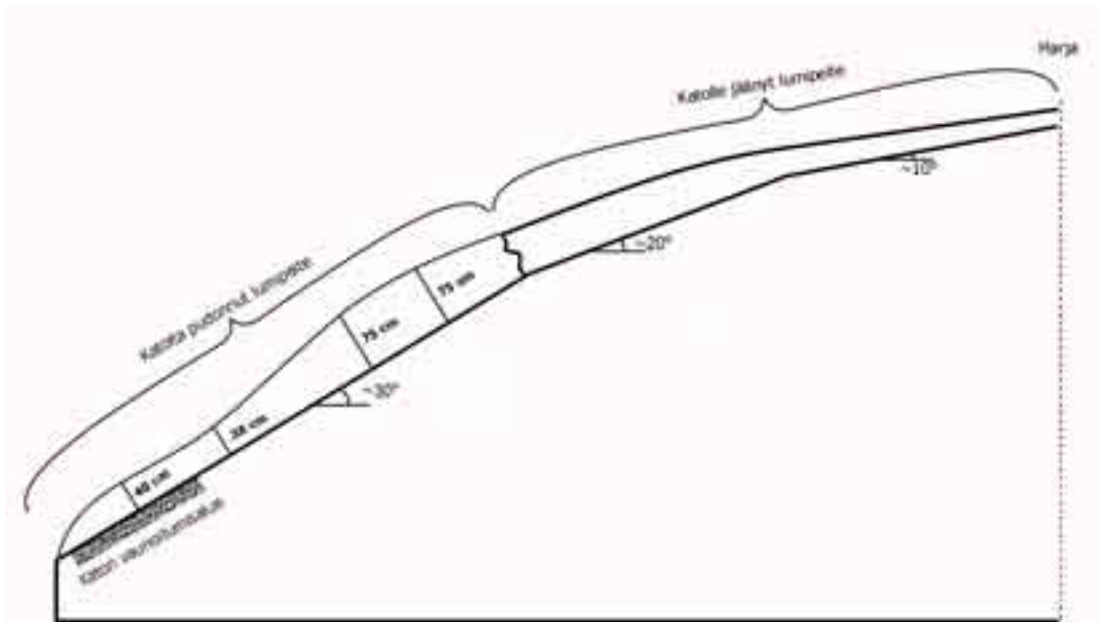
Tarkemman esim. FEM-analyysin tarve voidaan arvioida sen mukaan kuinka suuri rasitus orsiristikoihin kohdistuu yhteensä katon omasta painosta, todellisesta lumikuormasta ja lumikuorman dynaamisesta lisästä.

Jos kuormien yhteissumma dynaaminen kerroin huomioon ottaen on pienempi kuin rakenteiden mitoituskuorma, rakenteessa ei pitäisi tapahtua merkittävää myötämistä edellyttäen tietysti, että rakenteet ja liitokset on mitoitettu oikein. Tällöin ei ole myöskään tarvetta tehdä tarkempaa kuormitusanalyysiä, ja tapahtuneen vaurion syitä tulee etsiä rakenteellisista seikoista.

Dynaamisen kuormituksen arvioimiseksi tarvitaan tietoa katon lappeen lumilaatan liikkeestä. Liitteessä 1 on laskettu lumilaatan liukumiseen liittyvät parametrit.

Katolta mitattujen lumenpaksuuksien mukaan kuormituksen jakautuminen katolla oli seuraava (kuva 2):

Liite 2



Kuva 2. Katolta valuneen lumilaatan paksuus ja alkuperäinen paikka.

Katolta yhtenä laattana pudonneen lumipeitteen pituus L voidaan laskea yo. kuvasta 2 kun tiedetään, että kahden ylimmän harjaa lähimmän viisteen leveydet olivat omassa tasossaan noin 12 m, ja koko katon vaakasuora leveys oli $84.2/2 + 4.6 = 46.7$ m. Viistojen osien kulmat on merkitty kuvaan 2.

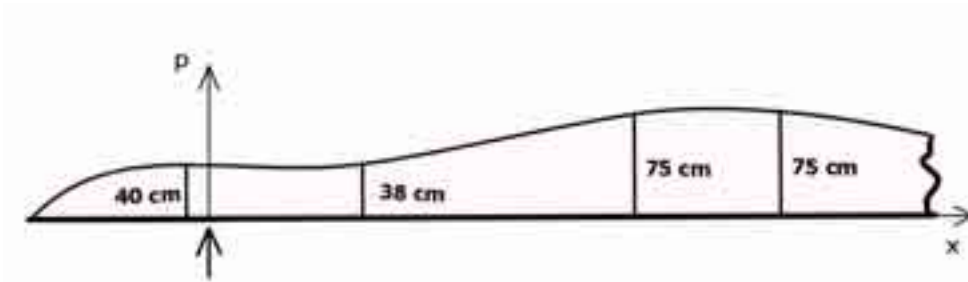
$$L = (46.7 - 12 \cdot \cos 10^\circ - 12 \cdot \cos 20^\circ) \text{ m} / \cos 30^\circ = 23.61 \text{ m} / \cos 30^\circ = 27.3 \text{ m}$$

Räystäältä ensimmäinen orsivistikko sijaitsi linjalla 2 räystäältä 4.6 metrin päässä, missä lumikuorman paksuus oli n. 40 cm. Lumilaatan suunnassa matka räystäältä ko. orsivistikon kohtaan on noin $4.6 / \cos 30^\circ = 5.3$ m.

2.2 Lumilaatan kiihtyvyys

Lumikuorman liukumista katolta on käsitelty liitteessä 1. Sen mukaan koko 27.3 m pitkä lumilaatta liukui räystäään ylitse lähes tasaisesti kiihtyvällä liikkeellä noin 3.2 sekunnissa. Kuvassa 3 näkyy kattopintaa vastaan kohtisuoran kuormituksen suuruus katon eri kohdilla piirrettynä vaaka-akselille x . Rakennuksen pituuslinjalla 2 sijainneen orsivistikon kohdalla on kuvassa 3 pystysuuntainen nuoli, joka osoittaa sen paikan katon suuntaisessa koordinaatistossa.

Lumen paksuuden vaihtelu on skaalattu paikan x funktiona. Kuvan 3 jakautumassa ei ole otettu huomioon lumilaatan kiihtyvää liikettä sen irtoamisen jälkeen. Vastaava lumen paksuuden (kuormituksen) vaihtelu ajan funktiona on laskettu taulukkoon 2.



Kuva 3. Dynaaminen lumikuorma - kuormitusjakautuma analyysiä varten - liukumissuunta vasemmalle (= kuvan 1 kuormituksen jakautuma ajan funktiona).

Aika, jolloin lumilaatan jokin kohta x_i ylittää alimman orsivistikon voidaan laskea tasaisen kiihtyvyyden avulla. Kiihtyvyyden arvo a voidaan laskea siitä, että 27.5 m pitkältä lumilaa-talta kului räystäään ylittämiseen noin 3.2 sek. Tällöin saadaan:

$$s = \frac{1}{2}at^2 \Rightarrow a = \frac{2 \cdot s}{t^2} = \frac{2 \cdot 27.5}{3.2^2} = 5.371 \text{ m/s}^2$$

Aika t_i voidaan laskea kaavasta : $t = \sqrt{\frac{2 \cdot s}{a}}$

Lumilaatan yläreuna (katkeamiskohta) ylittää alimman orsivistikon (pystynuoli kuvassa 3) noin 2.875 sek lumen liikkeellelähdon jälkeen, jolloin kyseiseltä orsivistikolta lumikuormitus loppuu.

Taulukko 2. Lumikuorman mallinnus - kuormitus / aika -funktio.

X_i -koordinaatti (m)	Lumen paksuus kohdassa x_i (m)	Kuormitus (tapaus a) kohdassa x_i (kg/m^2)	Kuormitus (tapaus b) kohdassa x_i (kg/m^2)	Aika t_i , jolloin lumilaatan kohta x_i ylittää orsivistikon (sek)
0.0	0.40	77.06	159.99	0.0
3.5	0.37	71.28	147.98	1.142
4.5	0.38	73.21	151.99	1.294
13.0	0.75	144.5	300.0	2.2
15.0	0.76	146.4	303.94	2.363
17.0	0.75	144.5	300.0	2.516
22.2	0.60	115.6	240.0	2.875

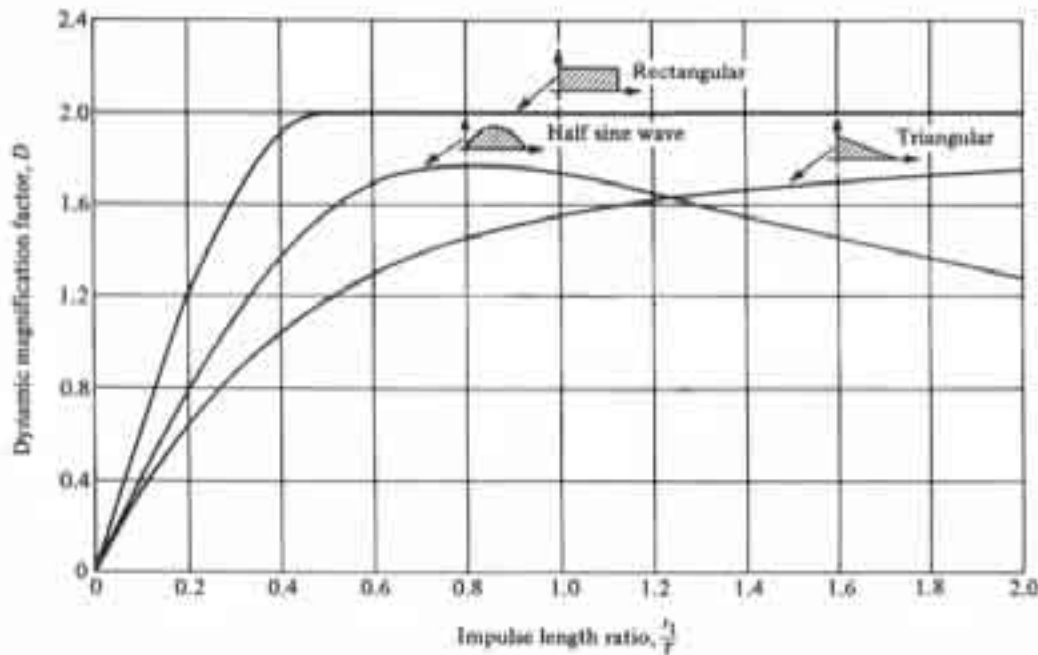
Taulukossa 2 kuormitustapaukset a ja b on käsitelty kohdassa 2.1.

2.3 Dynaamisen kertoimen laskeminen

Dynaamisen kertoimen laskennassa on oleellista tietää kuormitetun rakenteen ominaisvärähdysaika T ja dynaamisen kuormituksen (pulssin) kesto t_1 (kuvassa 4). Taulukosta 2 voidaan arvioida, että alimman orsivistikon ylitykseen on lumilaatan paksuimmalta osalta kulu-

Liite 2

nut enintään noin $t_1 = 2.875 - 2.2 = 0.675$ sek. Kyse on arviosta, kun hallin katon vaurioituneista kohdista ei lumenpaksuutta voitu mitata.



Kuva 4. Dynaaminen kuormituskerroin eri kuormitustapauksille.

Eri lähdeteoksista löytyy käyrästä dynaamisen kertoimen arvioimiseksi. Kuva 4 on kirjasta Clough & Penzien, Dynamics of structures, McGraw-Hill, 1975, 634 s. Toinen monipuolisempi teos on: Korenev, Rabinovic. Baudynamik, Handbuch. Molemmista on esitetty tietynmuotoisten kuormituspulssien dynaaminen kuormituslisä riippuen suhteesta t_1/T . Kuvasta 4 voidaan havaita, että esim. sinimuotoisen pulssin dynaaminen kerroin kasvaa nolasta arvoon n. 1.8, kun suhde t_1/T kasvaa arvosta 0.0 arvoon 0.8. Sen jälkeen suhteen t_1/T pienetessä dynaaminen kerroin lähenee arvoa 1.0, eli kyseistä staattista kuormaa.

Sinikuormalla dynaaminen kerroin on pienempi kuin 1.0, suunnilleen silloin, kun t_1/T on pienempi kuin 0.26. Hyvin pitkällä ominaisvärähdysajoilla T rakenteen ominaisvärähtely siis vaimentaa ja käytännössä jopa pienentää sen kuormitusta! Ominaisvärähdysaika T on iso, jos rakenne ei ole kovin jäykkä, tai jos sen massa verrattuna sen jäykkyyteen on suuri (esim. katon ohutlevyt ovat kevyitä ja suhteellisen jäykkiä). Jos osa valuvasta lumikuormasta mallinnetaan dynaamisessa analyysissä massana, lähestytään kuvan 4 origoa.

Mikäli halutaan korostaa sitä, että lumen liike on kiihtyvää, ja kinoksen muoto on sopiva, dynaamisen kuormituslisän arvioimisessa voidaan käyttää puolisiniaallon sijasta ns. Rampmallia, eli nousevan kolmion muotoista pulssia (kuvassa 4 on vain laskevan kolmion muotoinen kuormitus). Tällaisen ajasta riippuvan kuormituksen t_1/T -käyrä löytyy mm. Korenev & Rabinovicin kirjasta. Nousevasta kolmiopulssista aiheutuva suurin mahdollinen dynaaminen kerroin on vain 1.2. Se pätee t_1/T -arvoilla suunnilleen välillä 0.7...0.9. Muualla dynaaminen kerroin on alle 1.1. Kolmiopulssista aiheutuva lisärasitus on selvästi pienempi kuin puolisiniaallosta aiheutuva lisä, mutta se on herkempi rakenteen ominaistaajuuden arvolle.

2.4 Orsivistikoiden ominaisvärähtelyt

Kuvan 1 mukaisen orsivistikkorakenteen kaksi alinta ominaistajuutta, ja vastaavat omin.värähdysajat (massana vain orsivistikon ja katon omat painot) ovat (taulukko 3):

Taulukko 3. Rakenteen alimmat ominaistajuudet ja alin ominaisvärähdysaika.

Ominaismuoto	Värähtelytaajuus [Hz]	Ominaisvärähdysaika [sek]
1	13.106	0.0763
2	37.346	-

Tuetun orsivistikon värähtelytaajuudet (taulukko 3) ovat korkeita ja ominaisvärähdysaika T on lyhyt verrattuna kuormituspulssin keston t_1 , joten dynaaminen kerroin on suunnilleen 1.0 (ei dynaamista lisää).

Hallin linjalla 2 katsomon katossa orsivistikoiden päät on kiinnitetty melko joustavaan katon kannatuskehään (kuva 7). Pääkannattimen tuki on ollut vähäinen ainakin sellaisessa tilanteessa, missä lumi on valunut katolta pois pääkannattimen yhdeltä puolella (toispuoleinen lumikuorma).

Taulukko 4. Joustavan tuen vaikutus alimpaan ominaistajuuteen.

Taipuma x (mm)	Jousivakio k (N/m)	Ominaistajuus (Hz)	Ominaisvärähdysaika T (sek)
1	$2.025 \cdot 10^8$	12.718	0.0786
2	$1.0125 \cdot 10^8$	12.36	0.081
3	$6.75 \cdot 10^7$	12.028	0.0831
5	$4.05 \cdot 10^7$	11.432	0.0874
10	$2.025 \cdot 10^7$	10.248	0.0976
20	$1.0125 \cdot 10^7$	8.685	0.1151
30	$6.75 \cdot 10^6$	7.684	0.1304

Orsivistikoiden alimmat ominaistajuudet on laskettu uudelleen taulukkoon 4 olettamalla, että orsivistikoiden tukipisteet (kts. kuva 8) pääsevät mitoituskuormalla taipumaan. Oletusta taipumasta x, jota ei tarkasti tunneta (siksi, ettei katsomon kannatuskehästä ole mitoituslaskelmia!), on laskettu pystytuella jousivakio k, ja orsivistikkoa ja sen tukipisteen painumista vastaavan systeemin ominaistajuudet.

Kuvasta 3 voidaan havaita, että katolla oli kaikkialla alunperin noin 40 cm lunta mikä valuessaan ei aiheuttaisi juuri mitään dynaamisia rasituksia, jos kerrospaksuus olisi kaikkialla sama. Kun lumikerroksen paksuus vaihtelee, sen voi laskea painona (rakenteen massana) mukaan rakenteen ominaistajuuksiin. Tällöin saadaan edellistä taulukkoa 3 vastaava uusi taulukko 5.

Liite 2

Taulukko 5. Ominaistaajuudet ja ominaisvärähdysajat olettaen katolla staattinen tasainen lumikuorma 40 cm, joka on muunnettu katon massaksi.

Taipuma x (mm)	Jousivakio k (N/m)	Ominaistaajuus (Hz)	Ominaisvärähdysaika T (sek)
1	$2.025 \cdot 10^8$	8.458	0.1182
2	$1.0125 \cdot 10^8$	8.2197	0.1217
3	$6.75 \cdot 10^7$	7.999	0.125
5	$4.05 \cdot 10^7$	7.602	0.1315
10	$2.025 \cdot 10^7$	6.816	0.1467
20	$1.0125 \cdot 10^7$	5.776	0.1731
30	$6.75 \cdot 10^6$	5.1102	0.1957

Taulukoissa 4 ja 5 jousivakiot k on laskettu yhtälöstä $k = F_{\max} / x$, missä taipuma x on orsiristikon paarteen pään kiinnityskohdan taipuman (kiinnityskorvakkeen taipuman) arvio (vasen sarake), ja F_{\max} on mitoituskuormasta kiinnityskohtaan aiheutuva suurin pystytukireaktio (206.39 kN).

Taulukon 5 tapauksessa dynaaminen lumikuorma, johon sovelletaan dynaamista kerrointa, on vain kinos, eli paikallinen 40 cm ylittävä lumikerroksen osuus.

Jos orsiristikon tukipiste pahimmassa tapauksessa taipuu orsiristikon puolella esimerkiksi 10.0 mm, rakenteen ominaisvärähdysaika on 0.1467 sekuntia ja suhteeksi t_1 / T saadaan :

$$t_1 / T = 0.675 / 0.1467 = 4.6.$$

Ollaan siis kuvan 4 oikean laidan ulkopuolella. Vastaava dynaaminen kerroin on arviolta välillä 1.0...1.1, ja sitä sovelletaan vain noin puoleen lumikuormasta (40 cm ylittävään osaan). Orsiristikon kokonaiskuorma (kohdasta 1) oli vaurion tapahtuessa siis:

$$\text{Kuorma} = 3.23 + 7.424/2 + 1.1 \cdot 7.424/2 = 11.11 \text{ kN/m} \ll 16.888 \text{ kN/m}$$

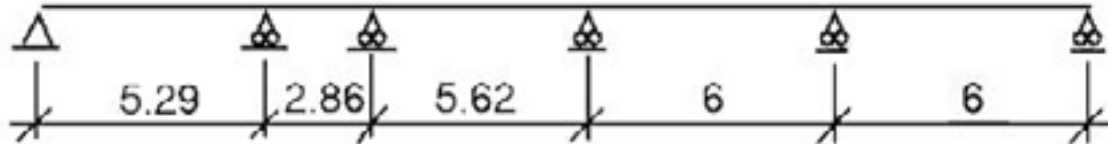
⇒ Pelkkien orsiristikoiden ominaisvärähtelytaajuudet ovat niin isoja, että niiden takia rakenteen dynaamisella kertoimella ei näyttäisi tässä tapauksessa olevan juuri mitään merkitystä. -> Orsiristikot eivät vahvista kuormaa!

2.5 Katon ohutlevyjen ominaistaajuudet

Kun lumilaatta valuu katolta alas, sen kuormitusvaihtelu kohdistuu myös katon kantaviin pintarakenteisiin, eli katon ohutlevyihin, joiden jäykkyys on huomattavasti pienempi kuin orsiristikoiden jäykkyys. Ohutlevyt on katsomon katossa limitetty, eli kattopinta muodostaa siinä jatkuvan palkin orsiristikoiden muodostamien melko jäykkien tukien päälle. Katon ohutlevyjen ominaistaajuudet voidaan laskea, ja voidaan tarkistaa kuinka paljon niiden ominaisvärähtelystä aiheutuu dynaamista kuormituslisää orsiristikoidelle, joka sitä kautta siirtyy rasitukseksi liitoksille.

Orsiristikot eivät edellisen kohdan tarkastelun perusteella itsessään vahvista lumen dynaamista vaikutusta. Ohutlevyprofiilin taivutusjäyhyys metrin levyisellä kaistalla on noin $285 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$ (otettu suunnittelulaskelmista). Orsiristikoiden muodostamat tuet pitäisi mallissa

(kuva 5) kuvata jousitukina, jolloin rakenteen ominaisvärähdysajat hieman pitenevät, mutta alustavan tarkastelun voi tehdä painumattomilla tuilla.



Kuva 5. Katsomon katon ohutlevyjen ominaisvärähtelyt - laskentamalli.

Katon ohutlevyjen ominaistaajuuudet ja ominaismuodot on laskettu seuraavaan taulukkoon 6 käyttäen kuvan 5 laskentamallia. Kenttien pituuksien erot selittyvät katsomon katon orsirisistikoiden sijainnista (välit vaihtelee). Katsomon katossa olevan (kehäväli 1 - 2) kattopellin pituus on $4.6 / \cos 30 = 5.296$ metriä.

Ohutlevyjen ominaisvärähtelytaajuuudet katsomon katossa laskettiin kahdella eri laskentamallilla. Rakennemalliksi valittiin metriä leveä poimulevykaista, ja ensimmäisessä mallissa (1) otettiin huomioon vain katon omapaino + LVIS, eli 0.60 kN/m^2 , joka massaksi laskettuna antaa 61.17 kg/m .

Taulukko 6. Katon ohutlevyjen ominaisvärähtelytaajuuudet ja -ajat.

Värähtelymuoto	Taajuus / Tapaus 1	Vastaava ominaisvärähdysaika	Taajuus / Tapaus 2	Vastaava ominaisvärähdysaika
1.	4.2047	0.238	2.9045	0.3443
2.	5.8869	0.1698	4.0683	0.2458 !!
3.	6.3069	0.1586	4.3586	0.2294
4.	8.6321	0.1158	5.9655	0.1676
5.	16.124	0.062	11.143	0.0897

Toisessa tapauksessa (taulukossa tapaus 2) otettiin katon massana huomioon ko. viistolla osalla ollut peruslumikuorma n. 40 cm, koska katolla oli kaikkialla sen verran lunta ja se valuessaan vaimentaa katon värähtelyjä. Se massaksi laskettuna saadaan $61.17 + 0.40 \cdot 192.6 \cdot \cos 30 = 128.1 \text{ kg/m}^2$. Taulukossa 6 on vahvennettu se ominaistaajuus, jota vastaava suurin suhteellinen siirtymä on katsomon katossa sijaitsevassa jännevälissä (näistä kaksi sortui)!

Aiemmin taulukossa 2 on laskettu ajankohdat, jolloin kinostuma ylitti alimman orsirisistikon kohdan. Samasta taulukosta voidaan todeta, että katolla ollut kinostuma ylitti katsomon katossa räystästä lähinnä olleen ohutlevykentän noin 0.4 - 0.5 sekunnissa (= t_1). Taulukossa 6 alimpia taajuuksia vastaavat ominaisvärähdysajat t_1 ovat 0.3443 ja 0.2458. Dynaamisen kertoimen arvioinnissa ollaan täten hyvin lähellä kuvan 4 resonanssitilannetta, missä suhteen t_1 / T ollessa = 0.8 ... 1.2. dynaaminen kerroin voi olla jopa 1.75 ... 1.78!

Liite 2

- ⇒ Ohutlevyjien pienestä jäykkyydestä johtuen niihin syntyy lumen valuessa kuormitus-pulssi. Kuvan 4 mukainen dynaaminen kerroin kohdistuu vain lumikinoksen kuormaan, eli tasaisen paksuuden 40 cm ylittävään (0.75 - 0.4 m) osuuteen. Ko. pulssi vaikuttaa suoraan orsivistikoihin ja sitä kautta niiden kiinnityspisteisiin, vaikka orsivistikot itse eivät ilmiötä vahvista.

Katon omapaino + lumi lisättyinä dynaamisella kertoimella antaa tässä tapauksessa orsivistikon (katsomon katossa) todelliseksi kuormitukseksi onnettomuuden tapahtuessa (ei tuulikuormaa):

$$q = \text{omap} + \text{lumi}_{\text{staat}} + \text{lumi}_{\text{dyn}}$$
$$= [3.23 + 0.40/0.75 \cdot 7.424 + 0.36/0.75 \cdot 7.424 \cdot 1.75] \text{ kN/m} = 13.427 \text{ kN/m.}$$

Dynaaminen lumikuorma ilman omaa painoa on 10.195 kN/m. Tämä on selvästi pienempi verrattuna lumikinoksen aiheuttamaan staattiseen mitoituskuormaan, joka oli 12.815 kN/m.

- ⇒ Dynaamisella kertoimella korjattu kattokuormitus ei ylitä Suomen Rakentamismääräyskokoelman vaatimaa ja ohjeen RIL 144-1983 antamaa lumikuorma-arvoa.
- ⇒ Rakenteiden ei olisi pitänyt sortua pelkästään katon lumikuormien johdosta.

Tärkeimmäksi sortumaan johtaneeksi syyksi jää jäljelle sortuneen rakenteen (liitoksen) heikkoudet, joista tulee selvittää itse liitoskomponenttien kestävyyydet ja niiden liittäminen toisiinsa (hitsausliitokset).

Oheisista yksinkertaisista tarkasteluista voidaan päätellä, että tarvetta dynaamiseen FEM-analyysiin ei käytännössä ole, koska se ei voi tuottaa tulokseksi edellä esitettyä suurempaa dynaamista kerrointa. Käytännössä isompia dynaamisia kertoimia aiheutuu sellaisissa tapauksissa, missä lumen liikesuunnalla on komponentti kattopinnan normaalin suunnassa (putoava lumi tms.).

3. RAKENNEANALYYSI - ORSIRISTIKON MALLINNUS

Orsivistikoiden tyypillisiä sisäisiä mitoituskohteita ovat diagonaalien ja parresauvojen liitokset, joissa vaikuttaa sauvojen aksiaali- ja leikkausvoimat sekä taivutusmomentit, mutta myös sauvojen päiden sijoittelusta aiheutuvat epäkeskeisyydet. Tässä raportissa ei ole tarkasteltu orsivistikoiden omien liitosten kestävyksiä, koska niillä ei ole katsottu olleen merkitystä hallin kattovaurion synnyssä.

Ristikon mitoituskuormana käytettiin tasaista kuormaa yläpaarteen päällä, jonka suuruus oli 30 kN/m (kts taulukko 1). Tämä kuormitus on toimitetuissa laskelmissa oletettu normaalin orsivistikon mitoituksessa määrääväksi kuormitusyhdistelmäksi ja se sisältää eri kuormien osavarmuusluvut. Kuormitustarkastelut on tehty aiemmin tässä liitteessä.

3.1 Orsivistikon rakennemalli

Orsivistikon (taulukko 7) rakenneanalyysi ja kaikki kohdan 3 laskelmat on tehty lähtötiedoilla, jotka on otettu huomioon suunnittelijan alkuperäisessä analyysissä. Ristikon pituutta ei analyysissä lyhennetty korvakkeiden osalta. Analyysin tulos on kuvassa 6.

Taulukko 7. Tyypillisen orsiristikon rakenneosat suunnittelussa.

Sauvat	Profiili	Pinta-ala A [mm ²]	Jäyhyysmomentti I [mm ⁴]	Nivelellinen
1-3	100 x 100 x 5	18.36 e2	271.1 e4	Ei
4-7	80 x 80 x 4	11.75 e2	111.0 e4	Ei
9	80 x 80 x 4	11.75 e2	111.0 e4	Ei
11	70 x 70 x 4	10.15 e2	72.12 e4	Ei
Muut	50 x 70 x 3	6.61 e2	26.10 e4	Ei

Orsiristikon ylä- ja alapaarteiden kiinnityspisteissä oli analyysissä tuennat $d_x = d_y = 0$, ja ristikon keskellä symmetrialinjalla oli tuennat $d_x = \phi_z = 0.0$. Suureet d_x ja d_y ovat solmupisteiden siirtymät suunnissa x ja y, ja ϕ_z on solmupisteen kiertymä akselin z ympäri. Kuvasta 6 näkyy skaalattuna orsiristikon muodonmuutokset analyysistä.

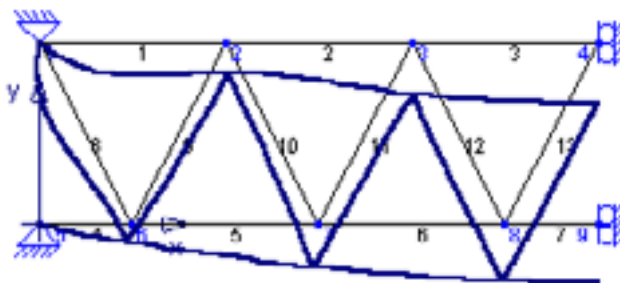
3.2 Orsiristikon tuentahtojen vaikutus

Orsiristikko on suunniteltu toimivaksi, kuten jäykästi päistään kiinnitetty palkki. Sen mitoitus on toimitettujen laskelmien mukaan tehty kuvan 6 mukaisilla reunaehdoilla.

Kuvan 6 tapauksessa ristikkopalkin päihin muodostuu isot kiinnitysmomentit, jotka orsiristikoissa muuntuvat aksiaalisiksi parrevoimiksi. Reunaehdoista johtuen taivutusmomentti kentässä pienenee oleellisesti. On kyseenalaista voiko esimerkiksi reunimmaisissa kehäväleissä olettaa, ettei pääty voi antaa periksi ja taipua pois tasostaan.

D

max = 0,015267
 max. |x| = 0,001185
 max |y| = 0,015267



Kuva 6. Taipumat ja siirtymät skaalattuna todellista suuremmiksi.

Orsiristikon rakenneanalyysit voi suorittaa olettaen paarteiden päät löysemmiksi (syynä pultinreiät, pääkannattajien uumalevyjen taipuminen, yms.), tai siten, että oletetaan pää-

Liite 2

kannattajan sivuttaistuenta pieneksi tai nolaksi, jolloin alapaarteiden päissä ei enää ole puristusvoimaa -206.35 kN, ja orsiristikon taipumat lisääntyvät, samoin kuin sen parrevoimat keskikentässä. Tulokset vertailuanalyseista on koottu seuraavaan taulukkoon 8. Siinä parrevoimat on laskettu ristikon keskikentässä, ja niiden numeroarvot ovat kuvan 6 reunahoilla pienempiä kuin paarteiden päissä..

Taulukko 8. Orsiristikon mitoitusvertailulaskelmia.

Vaihtoehto	Tuennat ristikon päissä	Taipuma d_{4y} [cm]	Taipuma d_{9y} [cm]	Alapaarred _x [cm]	Parrevoima [kN]
Alkuper. Mitoitus	Yläp. $d_x = d_y = 0$ Alap. $d_x = d_y = 0$	-1.53	-1.47	0.0	Y: -92.40 A: 109.77
Vaihtoehto 1	Yläp. $d_x = d_y = 0$ Alap. $d_y = 0$	-2.3918	-2.309	-0.564	Y: -92.38 A: 316.0
Vaihtoehto 2	Yläp. $d_x = d_y = 0$ Alap. -	-2.3927	-2.3073	-0.564	Y: -92.29 A: 316.0
Vaihtoehto 3	Yläp. $d_y = 0$ Alap. -	-2.946	-2.876	-0.5639	Y: -298.6 A: 315.9

Taulukossa 8 d_{4x} on pystysiirtymä yläpaarteiden keskellä pisteessä 4, d_{9y} on pystysiirtymä alapaarteiden keskellä solmupisteessä 9, ja vaakasiirtymä d_x on alapaarteiden pään siirtymä ulospäin. Alkuperäisessä mitoituksessa siirtymää d_x ei ole, koska alapaarre on ajateltu tuetuksi sivusuunnassa kuvan 6 mukaisesti.

Yläpaarteiden vastaava kiinnitysvoima +206.39 kN säilyy kaikissa muissa tapauksissa, paitsi vaihtoehdossa 3, jos kiinnityskorvake ja kiinnitys joustavat riittävästi.

Kun ajatellaan, että peräkkäisiä orsiristikoita on hallin pituudella yhteensä 10 kappaletta monessa rivissä, on epätodennäköistä, että tällainen joustaminen tapahtuisi kaikissa orsiristikoissa ja kaikissa riveissä. Se voi kuitenkin tapahtua yksittäisissä väleissä tai ristikoissa.

- ⇒ Orsiristikoiden paarteiden mitoitus pitäisi tehdä ottaen huomioon mahdollisuus paarteiden päiden sivusiirtymiin paarteiden suunnissa, jolloin orsiristikot muodostavat jatkuvan palkin.
- ⇒ Orsiristikoiden parresauvojen mitoitus ei käytännössä vastaa niihin vaikuttavia pahimpia kuormitusyhdistelmiä, ja niiden kiinnityskorvakkeisiin vaikuttavia pahinta mahdollista kuormitustapausta ei ole selvitetty.

Taulukon 8 laskelmista näkyy selvästi erot täysin jäykästi kiinnitetyn orsiristikon ja vastaavan täysin nivelellisesti kiinnitetyn orsiristikon (vaihtoehto 3) rasituksissa. Jos alapaarteiden kiinnitys tai pääkannattaja antaa riittävästi (0,564 cm) periksi, orsiristikot muuttuvat nivelellisesti tuetuksi, ja niiden yläpaarteiden puristusvoimat kasvavat lähes kolminkertaisiksi 109.77 kN → 298.6 kN ja alapaarteiden 109.77 kN → 315.9 kN.

Edellä olevia arvoja tulee orsiristikoiden mitoitusta tarkistettaessa korjata kunkin orsiristikokorvin tarkoilla mitoituskuormien arvoilla (vrt. Liitteen taulukkoon 1 kullekin orsiristikolle lasketut arvot) ja verrata kyseisiä arvoja putkiprofiilien kestävyysiin.

Kun tiedetään, että paarteiden päiden kiinnityksissä on pultinrei'issä 1-2 mm varaa verrattuna pultin halkaisijaan, ja kiinnityskorvakkeet on hitsattu putkiprofiilin kylkeen mikä pääsee painumaan sisäänpäin, on selvää, että todellisen orsivistikon rasitukset ovat jossakin alkuperäisen mitoituksen ja taulukossa 8 esitetyn vaihtoehdon 3 välillä.

Samasta edellä mainitusta syystä johtuen päätykuormien siirtyminen hallin katossa päätykehiltä eteenpäin muille jäykistyskehille olisi syytä tarkastaa.

Orsivistikon paarteiden kiinnitystekniikka katsomon katon kohdalla selviää kuvasta 7. Muualla putkiprofiilit, johon orsivistikon paartesaumat kiinnittyvät, on tehty putkiprofiilista □ 250 x 250 x 10 (tai 12), jolloin ko. profiilin uumalevy joustaa jonkin verran.

4. ORSIVISTIKON ANALYYSIEN TULOKSET

4.1 Taipumat, tukireaktiot ja elementtien voimasuureet

Ristikon taipumat

Orsivistikon taipumat omasta painosta, lumesta ja tuulesta ovat:

- yläpaarten keskellä 1.53 cm ja
- alapaarten keskellä 1.47 cm,

eli ristikko puristuu keskeltä pystysuorassa suunnassa. Taipumat yläpaarten muissa solmupisteissä (kuva 6) ovat:

- 0.74 cm pisteessä 2 (joka on jo lähes puolet keskipisteen taipumasta!), ja
- 1.3 cm pisteessä 3,

eli ristikko taipuu yläpaarten osalta eniten sen tukipistettä lähimmästä välistä, mikä on myös nähtävissä havainnollisesti kuvassa 6 (elementti nr. 1). Reunimainen diagonaali 70 x 50 x 3 ei pysty tukemaan yläpaarretta.

Vertailu taipumarajatilaan (L/200):

$$\text{Taipuma} = 1.53 \text{ cm} < 6.75 \text{ cm} = L/200.$$

Tukireaktiot

Tukireaktiot orsivistikon kiinnityspisteissä (vasen reuna kuvassa 6) pääkannattimeen:

Yläpaarten kiinnityspisteessä: Tukivoima $Q_x = 206.39 \text{ kN}$ ja $Q_y = 201.75 \text{ kN}$.

Alapaarten kiinnityspisteessä: Tukivoima $Q_x = -206.35 \text{ kN}$, ja $Q_y = 0.75 \text{ kN}$.

Tukireaktioista näkee, että lähes koko kattokuorma 202.5 kN siirtyy pääkannattimelle ylemmän kiinnityskorvakkeen kautta. Alemman tehtäväksi jää toimia pääkannattimien kiepahdussidonnessa. Ylimpään korvakkeeseen kohdistuu orsivistikon poikittaisten kuormien aiheuttamasta taipumasta vetovoima 206.39 kN! Ja alempaan kiinnityspisteeseen kohdistuu vastaava puristusvoima.

Liite 2

Analyysissä ja mitoituksessa ei ole otettu huomioon mahdollisia hallin kattotasossa vaikuttavia pituussuuntaisia voimia, jotka aiheutuvat päätyyn puhaltavista paine- ja imukuormista tai hallin lisävaakavoimista, tai sen lämpöpiteneemisestä aiheutuvista kuormista. Näistä aiheutuu orsivistikon yläpaarteeseen joko veto- tai puristusvoimia riippuen orsivistikon sijainnista.

4.2 Hallin pääkannattajaan kohdistuvat rasitukset

Pystyn tukireaktiovoiman ja vetovoiman resultantti P orsivistikon yläpaarteen kiinnityspisteessä voidaan laskea Pythagoraan lauseella x - ja y -suuntaisista tukireaktioista.

Resultantiksi hallissa eniten rasitetussa liitoksessa saadaan:

$$P = \sqrt{201.75^2 + 206.39^2} = 288.6 \text{ kN}$$

Tuentapisteessä on käytetty ruuviliitosta, missä vain yksi pultti kulkee orsivistikon paarteen päissä olevien ja rakennuksen pääkannattimeen hitsattujen korvakkeiden läpi (kuva 7). Pulteissa on käytetty vain yhtä mutteria, joiden kiinnipysyvyys on hoidettu vioittamalla pultin kierteet. Se ei estä kokonaan niiden aukikiertymistä.

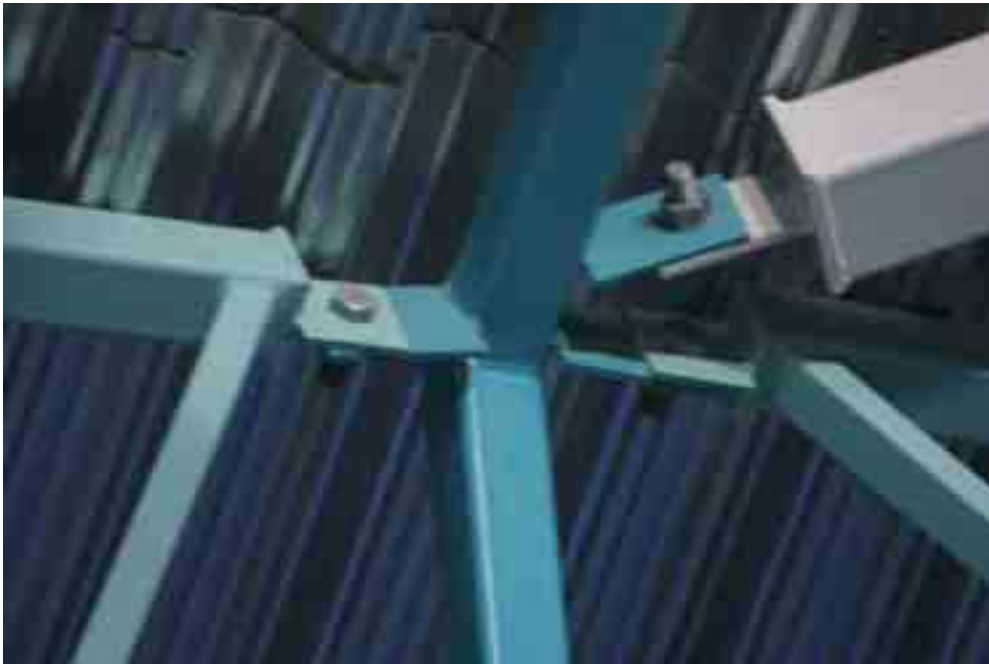
Pulttiliitoksen mitoitus

Suunnittelijan laskelmissa on jostakin syystä käytetty kiinnitysruuvien mitoittavana kuormituksena orsivistikon alapaarteen analyysituloksesta saatua ko. paarresauvan suuntaista aksiaalivoimaa 206 kN. Mitoituksessa pitäisi käyttää arvoa 288.6 kN.

Jos orsivistikon oletetaan toimivan kuvan 6 mukaisilla reunaehdoilla, liitosten mitoituslaskelmissa on tässä kohtaa selvä virhe! Käytetystä mitoitusarvosta johtuen on päädytty lujuusluokan 8.8 pulttikokoon M30 x 90, jonka leikkauskestävyys 1-leikkeisessä liitoksessa on esitetty laskelmissa, ja se on noin 244 kN (kuva 7)!

Jos orsivistikon liitoksien ei oleteta siirtävän aksiaalivoimaa pääkannattajille, orsivistikoiden paarteiden mitoitus on tehty virheellisesti.

⇒ Kiinnityskorvakkeiden ja orsivistikoiden mitoituslaskelmissa on ristiriita.



Kuva 7. Orsivistikoiden kiinnitys pääkannattimen lisäkehään katsomon kohdalla.

Ohjeen B7 kohtien 5.2.2 ja 5.2.4 mukaan 1-leikkeisen ruuvin leikkausvoimakestävyys lasketaan seuraavalla kaavalla, kun lujuusluokan 8.8. ruuvin aineslujuudeksi on ohjeessa B7 annettu 640 N/mm^2 . Ruuvin kierteettömän osan poikkileikkauspinta-ala on 706.8 mm^2 ja materiaalin osavarmuusluku $\gamma_m = 1.0$. Leikkausvoimakestävyys f_{rvd} lasketaan kaavasta $k_3 \cdot f_y / \gamma_m$. Ohjeesta B7 saadaan arvo $k_3 = 0.6$, kun $f_y \leq 640 \text{ N/mm}^2$, muulloin se on 0.5.

$$F_{Rv} = 0.9 \cdot f_{rvd} \cdot A = 0.9 \cdot 0.6 \cdot f_y / \gamma_m \cdot A = 0.9 \cdot 0.6 \cdot 706.8 \cdot 640 / 1.0 = 244.3 \text{ kN}$$

⇒ Kaikki orsivistikoiden yläpaarteiden 1-leikkeiset pulttiliitokset ovat suunnitteluohjeen B7 mitoituskaavoihin nähden alimittaisia riippumatta siitä onko liitos tehty pääkannattimien yläpaarteeseen tai katsomon katon kannatuskehään (kuva 7)!

Pultin käyttöasteeksi suunnittelijan mitoituskuormalla eniten rasitetussa liitoksessa saadaan

$$\text{Käyttöaste} = 100 \cdot 288.6 / 244.3 = 118.1 \%$$

Todellista suurinta mitoituskuormaa vastaava käyttöaste saadaan kertomalla kuormitus suhdeluvulla 0.8, jolloin saadaan:

$$\text{Käyttöaste} = 0.8 \cdot 118.1 = 94.5 \%$$

Pulteissa vaikuttava suurin leikkautumisvoima on pienempi kuin sen leikkautumiskestävyys!

Orsivistikoista toimitetut RAMI-ohjelmalla tehdyt laskelmat eivät sisällä tulostusta orsivistikon tukireaktioista.

Liite 2

Korvakkeen mitoitus

Orsivistikon päissä ja pääkannattajien sivuissa olevat korvakkeet pitää mitoittaa niiden reunapuristus- ja reunarepeytymiskestävyyden suhteen. Kyseessä on 1-leikkeinen liitos. Kestävyys pitää ohjeen B7 kohdan 5.2.5 mukaan laskea vaikuttavan voiman suunnassa, mutta tässä tapauksessa vaakavoiman ja pystyvoiman ollessa yhtä suuria, saa hyvän arvion kokonaiskestävyydestä, jos laskee kestävyuden erikseen molempiin kuormitussuuntiin, jolloin sitä verrataan myös saman suuntaiseen kuormaan. Kestävyys lasketaan kaavalla (kun $e_1 = 50$ mm ja $d = 30$ mm) :

$$F_{Rh} = 0.9 \cdot k_2 \cdot d \cdot t \cdot f_d = 0.9 \cdot \left(\frac{e_1}{d} - 0.5 \right) \cdot d \cdot t \cdot f_d = 134.2 \text{ kN}$$

⇒ Saatu kestävyys 134.2 kN on huomattavasti pienempi kuin orsivistikossa vaikuttava suurin vaakasuora vetovoima, jonka suuruus mitoituskuormilla on 206.39 kN!

Kuorman ja kestävyuden suhde eli käyttöaste on kertoimella 0.8 korjatulla mitoituskuormalla eniten rasitetussa liitoksessa:

$$\text{Käyttöaste} = 100 \cdot 0.8 \cdot 206.39 / 134.2 = 123.04 \%,$$

joten korvakkeiden osalta rakenne on lievästi laskennallisesti alimittainen.

4.3 Orsivistikoiden mitoituksen tarkastus

Parrevoimat ristikon keskellä: Yläparre: -109.77 kN, Alaparre: 109.81 kN.

Orsivistikon yläpaarten kestävyys aksiaalivoimalle on esitetty toimitetuissa laskelmissa ja on 478.57 kN. Kestävyys taivutukselle on 55.6 kNm. Käytetyille mitoituskuormille orsivistikon yläpaarten kestävyys on riittävä. Paarteiden mitoituksessa ei ole kuitenkaan otettu missään kohdassa huomioon hallin päätyyn vaikuttavien tuulikuormien vaikutuksia tai ns. lisävaakavoimien vaikutuksia.

Huom! Parrevoimat on laskettu ilman tukipisteiden vaakasiirtymän mahdollisuutta.

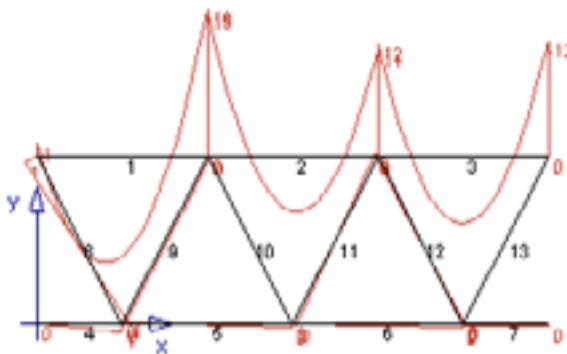
Kuvasta 6 näkyy kuinka katolle tuleva kuormitus painaa orsivistikon yläparretta, koska katon ohutlevyt on kiinnitetty suoraan poraruuveilla yläpaarten päälle. Kuormitus aiheuttaa yläpaarteeseen merkittäviä taivutusmomenteja (kuva 8), eikä reunimmainen diagonaali (putki 70 x 50 x 3) tue yläparretta, koska se toimii heikommassa suunnassaan (50 mm). Kuvasta 8 näkyy, että yläpaarten momentti reunakentässä on lähes 2-kertainen muiden kenttien momentteihin nähden.

Yläpaarteen leikkausvoimat ja taivutusmomentit ovat seuraavat:

	Leikkausvoima [kN]	Taivutusmomentti [kNm]
Sauvassa 1	27.4	1.39
	40.1	-15.66
Sauvassa 2	35.6	15.34
	31.9	-11.24
Sauvassa 3	33.5	11.83
	33.9	- 12.29

M

max. = 1
min. = -16



Kuva 8. Orsiristikon yläpaarteen taivutusmomenttikuvaaja.

Aiemmin kuvasta 6 voitiin havaita, että ristikon yläpaarre taipuu elementin 1 kohdalla voimakkaasti, mikä aiheuttaa ristikon ensimmäiseen diagonaaliin taivutusmomenttia. Laskennan tuloksena diagonaaliin 1 syntyy aksiaalivoima $N_{Sd} = 196.27$ kN (vetoa) ja taivutusmomentti $M = -1.39$ kNm.

Kuvan 8 perusteella on perusteltua mitoittaa diagonaalit pelkästään veto- tai puristusvoimille, paitsi jos on syytä olettaa, että diagonaalien päähän todella jostakin syystä johtuen muodostuu suhteellisen suuri taivutusmomentti. Orsiristikoilla on yläpaarteen päissä laipat lähes kiinni diagonaalissa, jolloin reunimmaisen vedetyn diagonaalien päähän voi muodostua kuvan 8 mukainen taivutusmomentti.

Diagonaali 1

Diagonaalien 1 (putkiprofiili 50 x 70 x 3) suurin reunajännitys mitoituskuormalla σ_{\max} saadaan :

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{196.27 \cdot 10^3 \text{ N}}{661 \text{ mm}^2} + \frac{1.39 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{10440 \text{ mm}^3} \\ &= (296.9 + 133.1) \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 430.1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2},\end{aligned}$$

Liite 2

ja korjatulla mitoituskuormalla se on $0.8 \cdot 430.1 = 344.08 \text{ N/mm}^2$, eli jännitys ei ylitä teräsmateriaalin myötörajaa 355 N/mm^2 .

Diagonaalin 1 aksiaalivoimakestävyys on $N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_y = 234.4 \text{ kN}$ (on = suunnittelijan RAMI-ohjelmasta saama arvo on = $234,42 \text{ kN}$), ja taivutusmomenttikestävyys saadaan Rautaruukin Putkipalkkikäsikirjasta $M_{c,z,Rd} = 3.94 \text{ kNm}$, joka on $> 1.39 \text{ kNm}$.

Diagonaalin 1. kestävyys taivutukselle ja vedolle voidaan arvioida kaavalla, missä taivutusmomenttikestävyyttä redusoidaan normaalivoimalla kertoimen α avulla, missä

$$\alpha = 1.66 / [1 - 1.13 (N_{Sd} / N_{pl,Rd})^2] = 7.99 \rightarrow \alpha = 6.0, \text{ jolloin saadaan:}$$

$$(M_{z,Sd} / M_{Nz,Rd})^\alpha = (1.39 / 3.94)^6 = 0.002 \leq 1.0$$

eli reunimmainen diagonaali kestää yhdistetyn vedon ja taivutuksen!

Ylläoleva laskelma perustuu poikkileikkauksen täyteen plastisoitumiseen. Mikäli profiilin poikkileikkaus ei kuuluisi luokkiin 1 tai 2 pitää liitoksissa mahdollisesti suorittaa tarkempia jännitystarkasteluja.

Diagonaalissa 2 on lähes saman verran puristusta, $N = -196.36 \text{ kN}$, mutta sen taivutusmomentti voidaan vähäisenä unohtaa. Diagonaalin 2 puristusvoimakestävyys ($N_{c,Rd}$) saadaan em. Putkipalkkikäsikirjasta ja se on $= 379.1 \text{ kN} > 196.36 \text{ kN}$.

Ristikon alapaarre

Orsiristikoiden alapaarteen osalta pahin tilanne on katon lähes vaakasuoralla osalla, missä omapaino on 0.6 kN/m^2 ja tuulikuormaksi ylöspäin (imukuorma) saadaan $0.6 \cdot (23/10)^{0.28} = 0.75 \text{ kN/m}^2$ ja muotokerroin $\mu=1.1$. Tästä havaitaan, että orsiristikoiden alapaarre pitää mitoitaa vetovoiman lisäksi, vaihtoehtoisesti myös puristusvoimalle jonka suuruus on

$$0.75 \cdot 1.1 - 0.60 = 0.225 \text{ kN/m}^2.$$

Ristikoiden väli on 6 metriä, joten alapaarteen mitoituksessa imukuorma katolla on $-0.225 \cdot 6 = -1.35 \text{ kN/m}$. Tästä aiheutuu alapaarteeseen puristusvoima, joka voidaan laskea katon imu- ja painekuormitusjakautumien suhteessa $-1.35 / 30$ (verrattuna yhdistelmään omapaino + lumi), jolloin saadaan:

- alapaarteen päissä on vetovoimaa $1.35 / 30 \cdot 206.35 = 9.286 \text{ kN}$, ja
- alapaarteen keskellä on puristusta $-1.35 / 30 \cdot 109.81 = -4.941 \text{ kN}$.

Suunnitteluohjeen B7 kohdan 3.9.3 mukaan puristetun sauvan hoikkuus $\lambda_k = l/i$ ei saa ylittää arvoa 250. Toinen tärkeä (koskee voimia) rajoitus on annettu B7:n kohdassa 4.4.1, jonka mukaan nurjahduskaavat 4.10 ja 4.11 ovat voimassa vain kun $\bar{\lambda}_k \leq 3.5$.

Orsiristikon alapaarteen hoikkuus on $l/i = 13500 / 30.7 = 439.7 > 250$. Tällä on merkitystä erityisesti tapauksessa, että alapaarteessa on puristusta koko matkalla.

- ⇒ Käytännössä molemmat eo. ehdot ylittyvät, joten orsirikoiden alapaarteiden suunnittelu ei tältä osin vastaa RakMK:n ohjetta B7.
- ⇒ Orsirikon alapaarteen mitoitusta ei ole suunnittelijan toimittamissa laskelmissa tehty katon painekuormien osalta siltä osin mikä koskee alapaarteeseen vaikuttavia puristusvoimia (mitoituskuorma on laskelmien mukaan yli 206 kN, mutta sitä pitää redusoida kertoimella 0.8)!

Orsirikon kestävyys tai sen kuormankantokyvyn arvioiminen (tuulen imukuormasta) voidaan alapaarteen puristusvoiman osalta tehdä esim. aiemman teräsrakenteiden suunnitteluohjeen B7 mukaisesti, missä nurjahduskäyrää on jatkettu hoikkuuden $\lambda_k = l/i$ ylittäessä arvon 250, se lähestyy Eulerin nurjahduskäyrää.

Tällöin suuremmilla hoikkuuden arvoilla kuin 250, voi puristetun profiilin kestävyys tai sen ns. tukemistarpeen arvioida (pienillä kuormituksilla) käyttäen Eulerin nurjahduskäyrää, mikä tässä tapauksessa (alapaarteen putkiprofiilille 80 x 80 x 4) antaa:

$$N_{el} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 1175}{439.7^2} = n.12.59 \text{ kN}$$

Orsirikon alapaarteen puristusvoima 4.941 kN tuulen imukuormasta on niin pieni, ettei se riitä nurjahduttamaan riittävän suoraa alapaarretta. RakMK:n ohjeen B7 mukaan sauvojen alkukäyryyttä ei tarvitse ottaa huomioon, jos se pilareilla on pienempi kuin $L/1000$ ja palkeilla pienempi kuin $L/650$. Orsirikon alapaarteelle $L / 650 = 13500 \text{ mm} / 650 = 20.76 \text{ mm}$. Kun alapaarteen suurin puristusvoima (alapaarteessa ei ole joka kohdassa puristusta) ei ylitä Eulerin nurjahduskuormaa, paarteen kestävyys nurjahdukselle ristikon tasoa vastaan kohtisuorassa suunnassa voidaan ilmeisesti olettaa riittäväksi, eikä sitä tarvitse tukea sivusuunnassa.

Muut normaalien orsirikoiden rakenneosat kestävät mitoituskuormansa, jotka koostuvat omasta painosta ja lumikuormasta, eikä niille aiheudu merkittävästi muuta kuormitusta. Hallin kattotasossa vaikuttaa päädyn tuulikuormista aiheutuvia puristusvoimia, mutta ne kohdistuvat lähinnä vain orsirikoiden yläpaarteisiin. Hallin stabiliteettia tai kestävyyttä pituussuunnassa ei tässä liitteessä ole analysoitu.

4.4 Lisäkuormitukset orsirikoidilla

Kohdassa 3.2 on tarkasteltu orsirikoiden päiden tuentojen vaikutuksia. Ristikot on alunperin mitoitettu jatkuvina rakenteina siten, että sekä ala- että yläpaarre on kiinnitetty hallin poikittaisiin pääkannattajiin (kuva 6). Orsirikoiden mitoituksen kannalta liityntä ja tukiehto eivät ole selkeitä. Laskentamallissa ristikon paarteiden päät on kiinnitetty jäykkiin pisteisiin (kuva 6). Hallin pääkannattajia ei ole tuettu kiepahtamista vastaan muilla rakenneosilla kuin orsirikoidilla, jolloin pääkannattajia ei voi pitää äärettömän jäykkinä kiinnityspisteinä. Erityisesti päätyjen viereisissä kehäväleissä orsirikoiden analyysit eivät päde, koska päätykehiä ei estetä taipumasta sivulle.

Orsirikoiden tuentaehtojen vaikutuksia on selvitetty kohdassa 3.2. Sen paarteiden välille ei ehkä pääse syntymään laskettua voimaparia. Sellainen tilanne syntyy ainakin jos lumi on liukunut katolta osittain, vain joidenkin pääkannattajien kohdilta. Tällöin orsirikon paartevoimat kasvavat (kts. taulukko 8), eikä niiden kestävyys ole riittävä.

Liite 2

Ristikoiden mitoitus pitää suorittaa siten, että ainakin yläpaarteen kestävyys puristukselle on riittävä, olipa orsirikon todelliset reunaehdot mitkä tahansa.

Orsirikon muut rasitukset

Hallissa on orsirikkoita monessa rivissä, ja jokaiseen rivistöön vaikuttaa käytännössä erisuuret kuormat. Toimitetuissa laskelmissa on käsitelty vain kaksi perustapausta.

Sellaisia orsirikkoita, joihin saattaa aiheutua selkeästi enemmän kuormitusta, on päätyjen viereisissä jäykistetyissä kehäväleissä, missä käytännössä kaikkiin orsirikoihin aiheutuu merkittäviä puristusvoimia päädyn tuulikuormista. Hallin toisessa päässä vaikuttaa tuulen imukuormia.

Osa orsirikkoista toimii ko. kehäväleissä myös kyseisten jäykistysristikoiden puristussauvoina ja niihin kertyy lähellä hallin räystäitä suuria puristusvoimia, jotka jäykistysristikoiden pitää viedä rakennuksen perustuksille. Koska käytetyt orsirikot ovat siellä samoja kuin muualla hallissa, niitä ei ole mitoitettu kyseisille aksiaalivoimille.

Hallin katon lappeilla muualla kuin katsomon katossa kattopellit alkavat samalta orsirikolta, ja jatkuvat 2-aukkoisina seuraavaan kohtaan missä katto viistous muuttuu. Tällä välillä on kattopeltien keskitukina orsirikot, jotka saavat 25% enemmän kuormaa kuin jos lumi jakautuisi tasaisesti kaikille tuille (orsirikkoille).

5. PÄÄKANNATTIMEN LISÄKEHÄN KESTÄVYYS

Hallin pituuslinjojen 1 ja 2 välissä on katsomo, jonka kattoa on nostettu pääkannattajien yläpaarteiden yläpuolelle hitsatuilla lisäkehällä (kuva 7), missä paarresauvana on putkiprofiili \square 100 x 100 x 5. Profiili tekee mutkan linjalla 1 ja alin orsirikkorivistö on kiinnitetty korvakkeisiin, jotka on hitsattu putkiprofiilin kylkeen kuvan 7 esittämällä tavalla. Korvakkeiden ja niiden liitosten rakenneanalyysit on tehty kohdassa 6.

Pääkannattimen lisäkehään aiheutuu orsirikkoista seuraavia rasituksia:

- pääkannattajasta aiheutuvat voimat ja momentit kyseisessä putkiprofiilissa,
- orsirikon yläpaarteessa vaikuttavat rasitukset (pystyvoima ja vetovoima),
- taivutusmomentti, joka aiheutuu pystyvoimasta ja kiinnityspultin sijainnista,
- kuormituksen mahdollinen toispuolisuus ja vääntö tilanteessa, missä lumi on liukunut pois pääkannattajan toiselta puolelta,
- korvakkeisiin kohdistuu lisäksi viiston katon pinnan suuntainen (harjalta alaspäin) kuormitus, mikä aiheutuu lumen painosta ja kitkasta, kun katon ohutlevyjä ei ole kiinnitetty suoraan pääkannattajiin.

Katossa harjalta räystäälle päin vaikuttavaa kitkavoimaa ei ole ankkuroitu katon kantaviin rakenteisiin. Sen vaikutuksia korvakkeeseen ja vaurioituneeseen liitokseen ei ole mahdollista arvioida laskennallisesti, koska katon ohutlevyt on kiinnitetty toisiinsa kohdissa missä katon viistous muuttuu (kts. kuva 2). Ko. voimasta aiheutuu taivutusmomentti korvakkeen heikossa suunnassa, koska katon ohutlevyjä ei ole kiinnitetty pääkannattajiin. Korvakkeiden taipumisesta sivulle ei kuitenkaan ole havaintoja.

Taivutusmomenttien ja orsiristikon yläpaarteessa vaikuttavan vetovoiman vaikutuksia yhdessä leikkausvoiman kanssa voi tutkia ainoastaan kokeellisesti tai FEM-mallilla (kohta 6). Lisäkehän kestävyudet yksittäisille kuormille on kuitenkin mahdollista selvittää myös erikseen, jolloin saadaan käsitys siitä mikä liitoksen kohta on kestävyydeltään heikoin.

5.1 Putkiprofiilin leikkauskestävyys

Orsiristikoiden päissä vaikuttaa mitoituskuormalla pystyvoima, jonka suuruus on 201.75 kN. Lisäksi jos pääkannattajat eivät siirry sivusuunnassa, liitokseen vaikuttaa vetovoima, jonka suuruus voi olla jopa n. 206.39 kN (vrt. kohta 4.1).

Jos lunta on pääkannattimen molemmin puolin, orsiristikoista aiheutuu putkiprofiilille pystykuorma, joka on suurimmillaan 403.5 kN (mitoitusarvo). Jos pääkannattajan osana olevaa putkipalkkia pidetään 2-tukisena palkkina, sen suurin leikkausvoima kuormituskohdan ja palkin pään välillä on vähintään puolet kuormituksesta. Tässä tapauksessa leikkausvoima on lähes ulkoisen kuorman suuruinen, koska em. kuormitus kohdistuu lähes suoraan profiilin pystytuulelle (kts. kuva 7).

Rautaruukin Putkipalkkikäsikirjan mukaan (kohta 2.4.1) neliön ja suorakaiteen muotoisten putkipalkkien leikkauskestävyys ja sen laskentatapa riippuu poikkileikkauksen hoikkeudesta h/t (korkeus/paksuus), seuraavasti ($f_y = 355 \text{ N/mm}^2$):

Jos $\frac{h}{t} \leq 69 \sqrt{\frac{235}{f_y}} + 3 = 59.14$ lasketaan plastinen leikkauskestävyys kohdan 2.4.1.1 mu-

kaan ja muussa tapauksessa lasketaan leikkauslommahduskestävyys kohdan 2.4.1.2 mukaan. Yleensä suhde h/t on neliöputkipalkeilla pienempi kuin 59.14. Tässä tapauksessa (putkipalkki $100 \times 100 \times 5$): $h/t = 100 / 5 = 20$. Putkipalkin plastinen leikkausvoimakestävyys lasketaan siis kohdan 2.4.1.1 mukaan kaavalla:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{918 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.1} = 171.05 \text{ kN}$$

$$\text{Edellä lasketaan } A_v = A \frac{h}{b+h} = 1836 \frac{100}{100+100} = 918 \text{ mm}^2.$$

⇒ Katsomon katon putkiprofiilin leikkausvoimakestävyys on riittämätön kantamaan sen leikkausmitoituskuormaa 403.5 kN.

Putkiprofiilin käyttöaste leikkauskuormalla verrattuna mitoituskuormaan on:

$$\text{Käyttöaste} = 100 \cdot 403.5 / 171.05 = 235.9 \%$$

Kohdassa 1 tehdyn selvityksen mukaan katsomon katossa vaikuttaa pienempi mitoituskuorma, jonka suhde suunnittelijan käyttämään arvoon on 0.56. Tällä suhteella korjattuna käyttöasteeksi saadaan:

$$\text{Käyttöaste} = 0.56 \cdot 235.9 = 132.1 \%$$

eli käyttöasteen ylitys on putkiprofiilin leikkauskestävyyden suhteen lievä.

Liite 2

5.2 Liitoshitsin leikkauskestävyys

Kiinnityskorvakkeiden liittäminen katsomon kohdalla sijaitseviin putkiprofiileihin on tehty hitsaamalla (kuva 7) ja hitsimerkintä on piirustuksissa ollut "Pienahitsi ympäri, missä a-mitta on liitettävä ainepaksuus". Tässä tapauksessa putkiprofiilin paksuus on 5 mm, joten pienahitsin vaadittavaksi a-mitaksi tulee 5 mm.

Hallissa onnettomuuden jälkeen a-mittatulkilla tehdyissä mittauksissa oli kaikissa tapauksissa a-mitta 5-6 mm. Mittausta ei ole voitu tehdä 1 mm tarkempaan, ja kaikissa tapauksissa hitsiaineen päällä on ollut palonsuojamaalaus, joka saattaa vaikuttaa tuloksiin. Mittausten perusteella ei kuitenkaan nähty aihetta tarkempiin tutkimuksiin.

Hitsiin kohdistuu kaikki samat kuormitukset kuin putkiprofiiliin. Niiden yhtäaikainen huomioon ottaminen on mahdollista vain tietokoneella/FEM:llä, mutta hitsausliitoksen kestävyys esim. leikkausvoiman suhteen on mahdollista selvittää myös erikseen.

Hitsiin kohdistuva suurin leikkausvoima (mitoituskuormalla) on $201.75 \text{ kN} = F_d$ (osavarmuusluvut on otettu luvussa huomioon).

Hallin rakennusaikana voimassa olleen suunnitteluohjeen B7:n kohdan 6 mukaan staattisesti kuormitetut hitsiliitokset pitää mitoittaa sovellettavien standardien luettelossa mainittuja standardeja käyttäen. Luettelossa mainittu kyseinen standardi on SFS 2373.

Mitoituskuorma per liitos on 201.75 kN . Standardissa SFS 2373 on annettu hitsin suuntaisen leikkausvoiman aiheuttaman vertailujännityksen laskemiseksi ohje:

$$\sigma_{vert} = \beta\sqrt{3} \cdot \frac{F_d}{A_{hitsi}} = \beta\sqrt{3} \cdot \frac{F_d}{a \cdot l} = 0.9\sqrt{3} \cdot \frac{201750}{2 \cdot 5 \cdot 80} = 393.1 \text{ N/mm}^2 >$$
$$f_y / \gamma_m = 355 \text{ N/mm}^2$$

⇒ Hallin orsirikoiden kiinnityskorvakkeiden hitsausliitosten hitsien leikkauskestävyydet hitsin suuntaisille (pysty-) kuormille ovat pienempiä kuin vastaava suunnittelijan käyttämä mitoituskuormat. Eo. laskelmassa ei kuitenkaan ole otettu huomioon orsirikosta aiheutuvia vetovoimia, tai taivutusmomenttia, joka aiheutuu kiinnityspisteen etäisyydestä hitsiin, eikä katon tason suuntaisia voimia.

Hitsin käyttöaste katsomon katossa korjatulla (0.56) mitoituskuormalla on

$$\text{Käyttöaste} = 100 \cdot 0.56 \cdot 393.1 / 355 = 62 \%$$

Tässä tarkastelussa on otettu huomioon vain leikkausvoimakomponentin vaikutus.

Orsirikoiden kiinnityspiste (pulttiliitos) on 145 mm päässä hitsausliitoksesta. Taivutusmomentista $0.145 \text{ m} \cdot 201.75 \text{ kN} = 29.25 \text{ kNm}$ aiheutuu hitseille sen pituuden suhteen muuttuva jännitystila, yläreunassa vetoa / alareunassa puristusta, ja taivutusmomentti muuntuu liitoksessa voimapariksi putken alapinnan ja korvakkeen yläpinnan välille. Kyseisten kohtien välillä hitsausliitos siirtää lähinnä vain leikkausvoimia. Veto- ja puristusvoimia siirtyy osittain myös pystyhitsien kautta, mutta putkiprofiilin ohuen (5 mm) uuman kestävyys taivutukselle on pieni, eikä se siksi voi ottaa kuormasta isoa osuutta.

Putkiprofiilin uuma taipuu voimakkaasti ja putken alapintaan kohdistuu 12 mm paksusta korvakkeesta suuri paikallinen jännityshuippu (kts kohta 6).

Edellä oleva laskelma on tehty vain yhdelle kuormituskomponentille. Samalla tavoin voidaan selvittää liitoksen kestävyys vetovoimalle. Taivutusmomentin suhteen tilanne on epäselvä. Teräsrakenneyhdistyksen (TRY) Internetissä ylläpitämässä, ja kaikille suunnittelijoille vapaasti käytettävissä olevassa ESDEP-koulutusaineistossa on kohdassa 11.2.2 (hitsausliitosten mitoittaminen), annettu pienahitsaamiselle eräitä perusedellytyksiä, joiden ollessa voimassa pienahitsausta voi suositella käytettäväksi:

Hitsien mitoittamista varten tehdään kolme perusoletusta:

- Hitsit ovat homogeenisiä ja isotrooppisia.
- Hitseillä liitettävät osat ovat jäykkiä ja niiden muodonmuutoksia ei oteta huomioon.
- Vain ulkoisista kuormista aiheutuvia nimellisjännityksiä tarkastellaan. Jäännösjännityksien, jännityskeskittymien ja hitsien muototekijöiden vaikutusta ei oteta huomioon staattisessa mitoituksessa.

Edelläolevan mukaisesti hitsausliitoksessa vaikuttava voima jaetaan tarkasteluja varten komponentteihinsa hitsin pituusakselin suuntaan (\square) ja sitä vastaan kohtisuoraan (\perp) suuntaan sekä hitsin määräävän tason suuntaan ja sitä vastaan kohtisuoraan suuntaan. Vastaavat jännitykset ovat:

$\sigma_{\perp} = F_{\sigma_{\perp}} / (al)$ on normaalijännitys hitsin määräävässä tasossa,

$\tau_{\perp} = F_{\tau_{\perp}} / (al)$ on leikkausjännitys hitsin määräävässä tasossa kohtisuoraan hitsin pituus-suuntaa vastaan,

$\tau_{\square} = F_{\tau_{\square}} / (al)$ on leikkausjännitys hitsin määräävässä tasossa hitsin pituussuuntaan,

σ_{\square} on hitsin suuntainen normaalijännitys hitsin poikkileikkauksessa.

Normaalijännitystä σ_{\square} ei oteta huomioon, koska hitsin poikkileikkauskolmio on yleensä hyvin pieni ja sillä on häviävä vaikutus muihin komponentteihin verrattuna.

Nämä oletukset merkitsevät sitä, että hitseissä oletetaan vaikuttavan tasainen jännitys- ja muodonmuutostila koko hitsin pituudella. Todellisuudessa jännityskeskittymät ja jäännös-jännitykset voivat paikallisesti ylittää myötörajan. Materiaalin sitkeydestä johtuen hitsissä tapahtuu jännityksien uudelleenjakautumista plastisuuden vuoksi. Uudelleenjakaantumista voi tapahtua myös hitsin ulkoisen kuorman vuoksi. Plastisuusteorian mukaan lopullinen jännitysjakautuma on edullisin, kun myötöraja saavutetaan koko hitsin pituudella.

Vaurioituneessa hitsausliitoksessa on rikottu ainakin kahta edellämainituista pienahitsauksen toimivuusehdoista:

- "hitseillä liitettävät osat ovat jäykkiä" - pääkannattajan uumaa ei voi olettaa jäykäksi kiinnityspinnaksi, tai ainakin sen jäykkyys verrattuna korvakkeen jäykkyyteen on pieni, ja

Liite 2

- "hitsissä vaikuttaa tasainen jännitystila" – hitsissä ei ole tasainen jännitystila. Taivutusmomentin suuruuden takia siitä aiheutuu jopa leikkaus- ja vetovoimia suurempi reunajännitys.
- ⇒ Korvakkeen pituuden ja sen kiinnityskohdan joustavuuden takia kyseistä liittämistapaa ei olisi saanut soveltaa orsivistikoiden liitoskorvakkeiden kiinnityksiin.

5.3 Putkiprofiilin pintojen kestävyyydet

Profiilin alapinnan puristuskestävyys

Putkiprofiilin pintojen käyttäytymiselle ei löydy valmiita laskentakaavoja, koska liitokset ovat epäsymmetrisiä. Myötöviivateorialla niille on mahdollista kehittää likiarvoratkaisu (ks. RIL 167-1, Teräsrakenteet 1, ss. 188-200). Korvakkeen liitoksen pienahitsi kiertää korvakkeen yläreunan ympäri, joten se on lähellä putken nurkkaa, mutta väliin jää kuitenkin voimakkaasti taipuva uumalevyn osuus. Likiratkaisun saa "punching shear" mallista. Jos ajatellaan taivutusmomentti voimapariksi putken alareunan ja korvakkeen yläreunan kohdalle, putken alapinnan kestävyys voidaan arvioida kaavalla:

$$F_{Rd} = f_{yd} \cdot (t_1 + 2 \cdot z + 5 \cdot t_0) \cdot t_0,$$

missä t_1 on korvakkeen paksuus, t_0 on putken seinämän paksuus ja z on pienahitsin kaiteittimitta ja f_{yd} on putken laskentalujuus. Jos ajateltaisiin putken alalaipan toimivan kimmoisena, olisi tapana antaa voiman levitä alalaippaan uuman läpi kulmassa suhteessa 1:1, jolloin kertoimeksi tulisi 2. Jos annetaan alalaipan plastisoitumisen tasata jännityksiä, voima voisi levitä kulmassa 1:2,5, mistä tulee kerroin 5. Tarkempia arvoja saa vain tekemällä rakennekokeita.

Mitoituskuorma (jos lasketaan vain pystykuormasta!) on 201.75 kN. Lisäksi korvakkeessa vaikuttaa vetovoima, jonka suuruus voi olla jopa n. 206.39 kN, jos tuet eivät anna periksi. Taivutusmomentti korvakkeen ja putken liitoksessa on $M = 0.145 \text{ m} \cdot 201.75 \text{ kN} = 29.25 \text{ kNm}$. Vipuvarsi on 80 mm, jolloin oletetaan korvakkeen kiertyvän putken alapintaa vastavan pisteen ympäri, ja saadaan vaikuttavaksi voimaksi:

$$P = M/h - N/2 = 29.25 / 0.080 - 206.75 / 2 = 262.25 \text{ kN}.$$

Voimaa alareunassa vähentää orsivistikosta aiheutuva vetovoima N , josta puolet eli 103.38 kN vaikuttaa putken alapinnan tasossa.

Puristuskestävyydeksi F_{Rd} saadaan:

$$F_{Rd} = 355 \cdot (12 + 2 \cdot 5\sqrt{2} + 5 \cdot 5) \cdot 5 = 90.8 \text{ kN},$$

eli se on vain 34.6 % käytetystä mitoituskuormasta 262.25 kN.

Jos orsivistikon vetovoimia ei oteta huomioon (vetovoimien syntyymiseen vaikuttaa pääkanatinten jäykkyys), putken alapinnan käyttöasteeksi katsomon katossa korjatulla mitoituskuormalla tulee

$$\text{Käyttöaste} = 100 \cdot 0.56 \cdot 262.25/90.8 = 161.7 \text{ \%}.$$

Putken uumapinnan leikkauskestävyys yläpinnassa

Yläreunan kestävyys on enintään putken seinämän leikkauslujuus

$$F_{Rd} = 0,58 \cdot f_{yd} \cdot t_0 \cdot L,$$

missä L on pienahitsin rajaviivan leikkausta kantava pituus, joksi voisi valita esim. $L = (t_1 + 2 \cdot z) + 2 \cdot 20 \text{ mm}$. Tässä on arvioitu kuorman jakautuvan jopa 20 mm matkalle pystyhitsien sivuilla korvakkeen molemmin puolin (arvio lienee liian suuri!). Tarkempia arvoja voi saada rakennekokeista.

Pystysivuista vähän suurempikin osa saattaa olla kantavaa, mutta syntyvä myötöviivamekanismi tuskin antaa kovin suurta lisää. Kun

$$L = (t_1 + 2 \cdot z) + 20 = 66.14 \text{ mm},$$

saadaan:

$$F_{Rd} = 0.58 \cdot 355 \cdot 5 \cdot 66.14 = 68.09 \text{ kN}.$$

Tätä tulee siis verrata kuormitusarvoon:

$$F = N/2 + M/h = 29.25 / 0.080 + 206.75 / 2 = 469 \text{ kN},$$

jossa $h = 80 \text{ mm}$, vaikka pystyhitsien kantava osuus onkin alle 80 mm alareunasta.

Profiilin uuman käyttöaste katsomon katossa korjatulla mitoituskuormalla saadaan:

$$\text{Käyttöaste} = 100 \cdot 0.56 \cdot 469/68.09 = 385.7 \text{ \%}.$$

Korvakkeen yläpinnassa vaikuttavasta vetovoimasta osa muuttuu putkiprofiilin uumalevyä taivuttavaksi kuormaksi, joten leikkausmuodonmuutokseen ei todellisuudessa osallistu koko mitoituskuorma. Hitsauksen laadulla voi siksi olla käytännössä iso merkitys siinä leikkautuuko liitos lopulta uumalevystä vai hitsistä. Kummassakin tapauksessa on seurauksena jatkuva sortuma.

Uumalevy taipuu korvakkeen yläpinnan ja katon putkiprofiilin välistä voimakkaasti ja myös korvakkeen sivuilta, Onkin selvää, ettei putken uuman leikkauskestävyys anna oikeata kuvaa koko rakenteen toiminnasta, koska siinä vaikuttaa sekä leikkaus- että taivutusrasituksia. Yksittäiset mitoituskaavat antavat yleensä melko varmallalla puolella olevia tuloksia ja kokonainen rakenne saattaa kestää paljon enemmän kuormitusta, kuten voidaan havaita FEM-laskelmista kohdasta 6.

Katon putkiprofiilissa on lähellä L-mutka, joka jäykistää putkea ja vaikeuttaa laskentamallien laatimista, mutta toisaalta jäykistää ja tukee profiilia. Siksi käytännössä profiili kestää yleensä enemmän kuormaa kuin eo. laskelmat osoittavat. Koko rakenteen kestävyys, ja sen muut ominaisuudet on mahdollista arvioida esim. FEM-analyysilla.

Testaamisen ja FEM-laskelmat voi liitossuunnittelussa välttää käyttämällä sellaisia liitosdetaljeja, joille löytyy käsikirjoista valmiita käsinlaskumitoituskaavoja. Yleensä FEM-laskentaan ei rakenteiden suunnitteluvaiheessa tarvitse mennä jos käytetään tavanomaisia

Liite 2

standardiliitoksia. Orsivistikoiden kiinnityskorvakkeiden liitos hallin pääkannattajiin ei ollut sellainen.

Yksittäisten mitoitusotaksumien ja niihin liittyvien laskelmien avulla on mahdollista tutkia liitoksen eri komponenttien käyttöastetta, ja arvioida mikä kohta liitoksesta on ylikuormatapauksessa ensimmäiseksi menossa rikki.

Käytännössä "oikein suunniteltu liitos" on sellainen, missä suurin käyttöaste-arvo esiintyy komponentissa, jonka muodonmuutoskyky ja sitkeys ovat suuria. Tällaisia komponentteja ovat vedetyt ja taivutetut rakenneosat. Suurin käyttöaste ei saisi esiintyä komponenteissa, joiden päärasitus on leikkausvoima (tai katkaisu) tai puristusvoima (lommahdus, nurjahdus), koska kummassakaan tapauksessa voimien uudelleen jakautuminen ei onnistu. Tällöin liitos saattaa äkillisesti kokonaan menettää kantavuutensa.

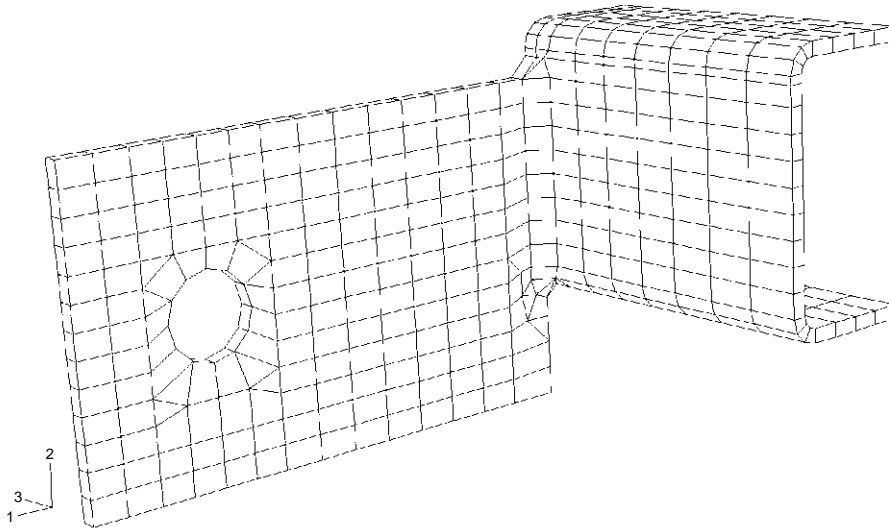
Kyseistä komponenttimenetelmää on hyödynnetty teräsrakenteiden suunnitteluohjeessa Eurocode 3, Annex JJ. Sen mukaan liitoksen toiminnan kannalta on kriittistä, jos liitos menettää täysin kantavuutensa heti kun sen jossakin osassa saavutetaan materiaalin myötöraja. Näin tapahtuu jos rakenne leikkautuu poikki tai nurjahtaa.

Lähes yhtä kriittisenä pidetään tilannetta, missä saavutettaessa myötöraja jossakin pisteessä, liitos ei lujitu, eli se ei pysty ottamaan yhtään lisää kuormaa, vaikka se ei heti murtaisikaan. Tässä tapauksessa sortuminen voisi estyä vain kuormaa vähentämällä.

6. ORSIRISTIKON JA PÄÄKANNATTIMEN LIITOKSEN FEM-LASKENTA

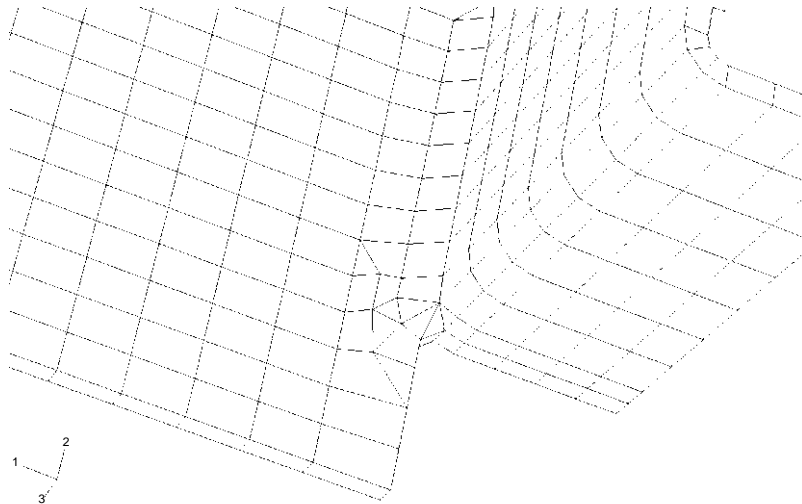
6.1 Liitoksen mallinnus

Hallin orsivistikon ja katsomon kattoa kannattelevan lisäkehän liitos on mallinnettu solid-elementeilla. Laskennan tarkoitus on havainnollistaa liitoksen toimintaa ja selvittää rasituksen jakautumista korvakkeessa, kehän putkiprofiilissa ja korvakkeen liitoshitseissä sen jälkeen kun rakenteessa on jossakin kohdassa saavutettu materiaalin myötöraja. Laskentamallissa on yksinkertaistettu tilannetta siten, että kehän nurkan tuomaa lisäjäykkyyttä ei ole otettu huomioon, vaan on tarkasteltu ideaalista korvakkeen liityntää pääkannattajan lisäkehään (vrt. kuvat 7, 9 ja 10). Rakenne on voitu tällöin ajatella symmetriseksi korvakkeen molemmin puolin, ja vain toinen puolisko on otettu malliin mukaan. Vastaavalle rakenteelle tai sen hitsausliitokselle ei löydy käsikirjoista tai ohjeista soveltuvaa testattua käsinlaskentamenetelmää.



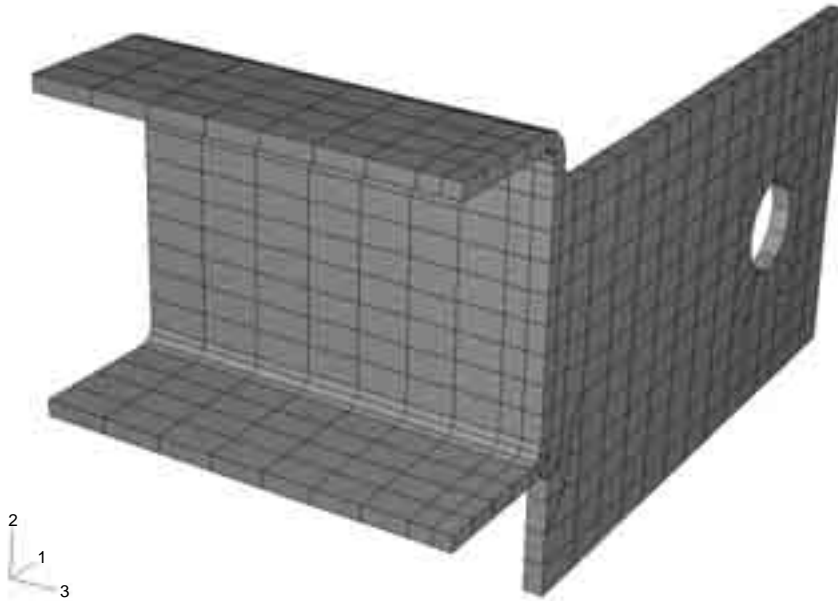
Kuva 9. Pääkannattimen putkiprofiilin ja kiinnityskorvakkeen muodostama rakenne.

Laskennassa on oletettu, että katolla on lumikuorma pääkannattajan molemmin puolin. Täten rakenne on voitu puolittaa pystysuunnassa myös putkiprofiilin neutraaliakselin kohdalta. Mallilla ei ole yritetty selvittää esim. toispuoleisen lumen vaikutuksia tai putkiprofiilin vääntymistä. Putkiprofiilista on mukana 150 mm pitkä osuus, jonka päässä liitoskohdan häiriöt ovat pääasiassa jo tasaantuneet ja joka siksi voidaan olettaa säilyvän alkuperäisen neliön muotoisena (kuvat 9 ja 11).



Kuva 10. Korvakkeen liittyminen hitsausliitoksella putkiprofiilin pintaan.

Liite 2



Kuva 11. Liitosrakenne, ja laskentamallin symmetrialinjat.

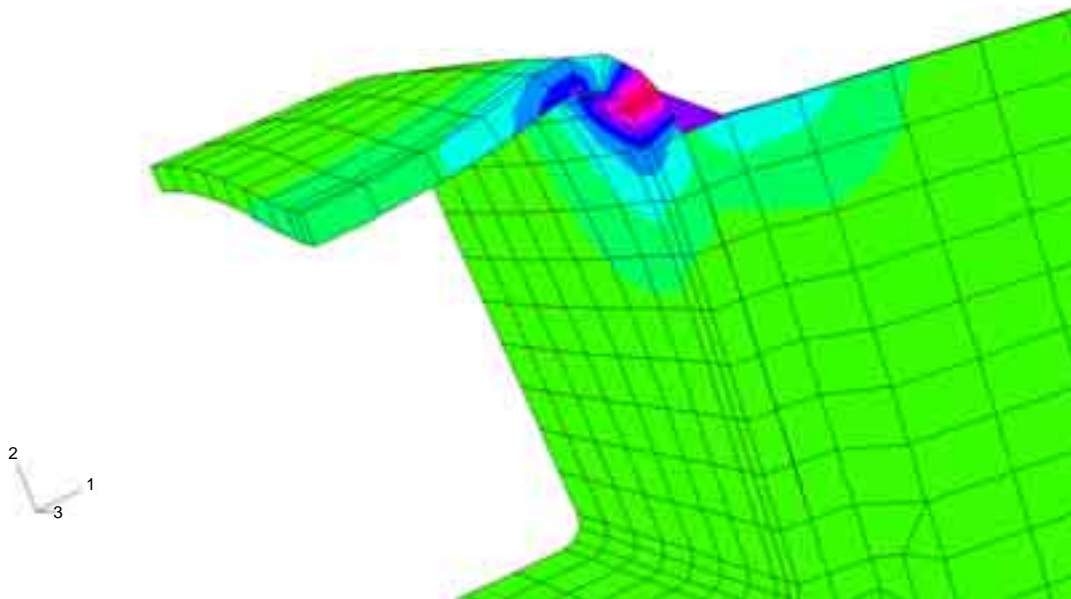
Kiinnityskorvakkeen todellinen paksuus on 12 mm, mistä mallissa on mukana vain toinen puolisko, jonka paksuus on 6 mm (kuva 11). Korvakkeen pituus on 195 mm ja korkeus 120 mm. Korvakkeen yläpinta on 20 mm putkiprofiilin yläpinnan alapuolella. Hitsausliitoksen a-mitta on 5 mm, koska neliöputkiprofiilin mitat ovat 100 x 100 x 5, missä mitta 5 on putkiprofiilin seinämänpaksuus. Kuten kuvista näkyy, korvake ei lävistä putkea. Putkiprofiilin ja korvakkeen yläpintojen väliin jää n. 20 mm korkea väli, mistä profiili taipuu voimakkaasti ulospäin, jos orsistikosta tuleva kuormitus vaikuttaa korvakkeen reiän kohdalla alaspäin tai alaviistoon putkesta pois päin.

6.2 Laskentatulokset mitoituksuormalla

Rakenteen lineaarinen analyysi paljastaa selvästi sen heikon kohdan, johon pienillä kuorma-arvoilla kaikki rasitukset keskittyvät (kuva 12). Kuvasta näkyy, että jännitykset keskittyvät hitsiin ja erityisesti putkiprofiiliin hitsin yläpuolella. Putken uuma taipuu alaspäin suuntautuvasta kuormasta johtuen ulospäin aiheuttaen sen, että putken yläpinta painuu sisäänpäin. Korvakkeen yläpinnan hitsiin ja putken kulmaan aiheutuu voimakas vetorasitus.

Hitsissä vaikuttaa samanaikaisesti sekä pystykuormasta aiheutuva leikkausvoima että taivutusmomentista ja orsistikon yläpaarten vetovoimasta aiheutuva vetorasitus, mitkä pääosiltaan siirtyvät hitsin ylä- ja yläsivupintojen kautta putkiprofiilin kylkeen ja taivuttavat sitä kuvan 12 punaiselta alueelta. Alempana hitsisauma ottaa lähes pelkästään pystykuorman aiheuttamaa leikkausta.

Vaikka osa ulospäin suuntautuvasta vetovoimasta siirtyisikin putkelle alempana, putken pintaa ei ole jäykistetty, eikä mikään sido sitä taipumasta ulospäin. Voimalla ei siis ole mahdollisuutta siirtyä minnekään. Putkiprofiilin uumalla on rajallinen jäykkyys ja kestävyys normaalin suuntaisille kuormille.



Kuva 12. Lineaarisen analyysin rasitusjakautuma. Suurimmat jännitykset punaisella.

Rakenteessa joudutaan kuormituksen lisääntyessä nopeasti tilanteeseen, missä jännitykset jossakin pisteessä saavuttavat myötörajan. Edellisessä kohdassa tehtyjen laskelmien mukaan tämä tapahtuu jo kun korvakkeeseen vaikuttaa alle 25% käytetystä mitoituskuormasta. Tällöin koko rakenteen kestävyden kannalta on oleellista tietää, pystyykö liitos ottamaan vastaan loput mitoituskuormasta ja siirtämään ne rakenteessa toista kautta, vai tapahtuuko siinä murtuminen. Murtumisesta tai kyvyttömyydestä jakaa kuormia uudelleen kertoo, jos FEM-analyysillä ei voi kuormaa vähitellen lisäämällä päästä mitoituskuormaan asti vaan analyysi keskeytyy.

Myötörajan saavuttamisen kohtaa ja siihen tarvittavaa ulkoista kuormitusta voi arvioida laskemalla korvakkeen yläpinnan hitsin kestävyys leikkausvoiman ja vetovoiman vaikutuksesta, kun taivutusmomentista aiheutuva kuormitus lasketaan voimaparina, jonka vipuvarsi on 80 mm.

Pystykuorman mitoitusarvo on 201.75 kN. Lisäksi korvakkeessa vaikuttaa vetovoima, jonka suuruus voi olla jopa n. 206.39 kN. Taivutusmomentti on laskettu edellä kohdassa 4.2 ja on $0.145 \text{ m} \cdot 201.75 \text{ kN} = 29.25 \text{ kNm}$.

Vipuvarsi on 80 mm, jolloin korvake kiertyy putken alapintaa vastaavan pisteen ympäri, ja saadaan korvakkeen yläpinnan kohdalla hitsiin vaikuttavaksi voimaksi $P = 29.25 / 0.080 = 365.62 \text{ kN}$. Tätä voimaa lisää orsivistikosta aiheutuva vetovoima, joka suurimmillaan on selvästi alle puolet arvosta 206.75 kN. Orsivistikosta aiheutuvalla vetovoimalla on pienempi vaikutus kuin korvakkeen pituudesta johtuvalla taivutusmomentilla!

Yläpinnan hitsauksen (pituus noin 12 mm + a) kestävyys pelkälle taivutusmomentille ja siitä aiheutuvalla vetovoimalla voidaan laskea kaavasta:

Liite 2

$$\sigma_{vert} = \beta\sqrt{2} \cdot \frac{P}{a \cdot l} = 0.9\sqrt{2} \cdot \frac{365620}{5 \cdot (12 + 5)} = 5474.8 \text{ N/mm}^2 \gg$$

$$f_y / \gamma_m = 355 \text{ N/mm}^2,$$

eli käytännössä liitoksessa korvakkeen yläpinnan hitsausliitoksessa (vaakasuora pituus) saavutetaan myötöraja jo kun kuormitus on vielä alle 10 % mitoituskuormasta. Tämän jälkeen rakenteessa alkaa voimien uudelleen jakautuminen.

Jos oletetaan, että vetovoiman siirtämiseen korvakkeen yläpinnasta putkiprofiilin uumalle osallistuu hitsausliitoksesta yhtä suuret palat korvakkeen sivuilta (ei ulotu korvakkeen yläpinnan yläpuolelle yhtä pitkälle) kuin laskettaessa uuman leikkauskestävyyttä (vrt. kohta 5.3), eo. kaavassa pituus $l = (t_1 + 2 \cdot z) + 2 \cdot 15 = 56.14 \text{ mm}$, ja saadaan:

$$\sigma_{vert} = \beta\sqrt{2} \cdot \frac{P}{a \cdot l} = 0.9\sqrt{2} \cdot \frac{365620}{5 \cdot 56.14} = 1657.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\gg f_y / \gamma_m = 355 \text{ N/mm}^2.$$

Hitsin käyttöasteeksi katsomon katossa (korjatulla mitoituskuormalla) saadaan tällöin:

$$\text{Käyttöaste} = 100 \cdot 0.56 \cdot 1657.8 / 355 = 261.5 \%$$

Kuten kohdassa 5.3 mainittiin liitos vaurioituu ylikuorman (verrattuna mitoituskuormaan) vaikutuksesta joko uuman leikkautumisena tai hitsin leikkautumisena. Vauriotyyppiin vaikuttaa oleellisesti hitsauksen laatuksymykset ja siihen liittyvät tekijät.

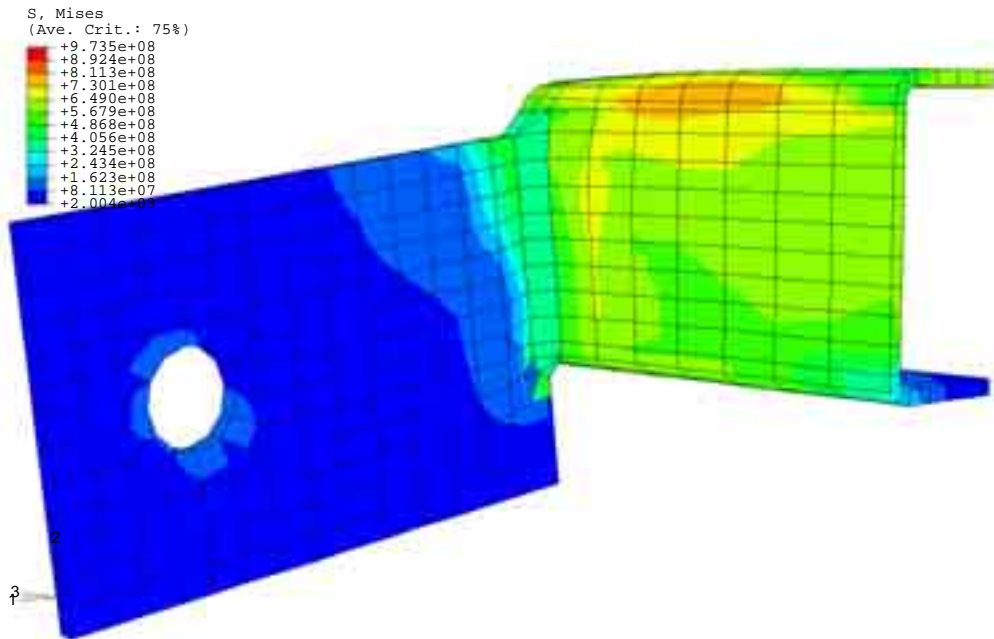
Uusissa suunnitteluohjeissa (esim. EC3 Annex JJ, osittain jäykät liitokset) on taivutusmomentin rasittamat liitokset luokiteltu kolmen pääominaisuuden perusteella:

1. taivutusmomenttikestävyys,
2. alkujäykkyys,
3. muodonmuutoskyky.

Liitosten toiminnan kannalta oleellisimpia kriteereitä ovat taivutusmomenttikestävyys ja muodonmuutoskyky.

Taivutusmomenttikestävyys on liitoksen perusominaisuus, mikä takaa sen, ettei liitoksessa aiheudu merkittävää sortumavaaraa. Liitoksen muodonmuutoskyky takaa, että liitoksessa pääsee ylikuormilla tapahtumaan plastisoitumista, ja liitoksen osarakenteet pystyvät muovautumaan kuormituksen lisääntyessä. Käytännössä kuorman lisääntyessä myös muodonmuutokset lisääntyvät. Liitoksen käyttäytymistä kuvaava kuorma/-siirtymä -käyrä ei saa kääntyä laskevaksi, eikä se saisi tulla edes vaakasuoraksi, koska tällöin liitos ei pysty ottamaan lisää kuormitusta. Yleensä jos liitos on aliluja, ja sen käyttäytymistä kuvaava käyrä on pitkälti vaakasuora, liitos luokitellaan niveleksi.

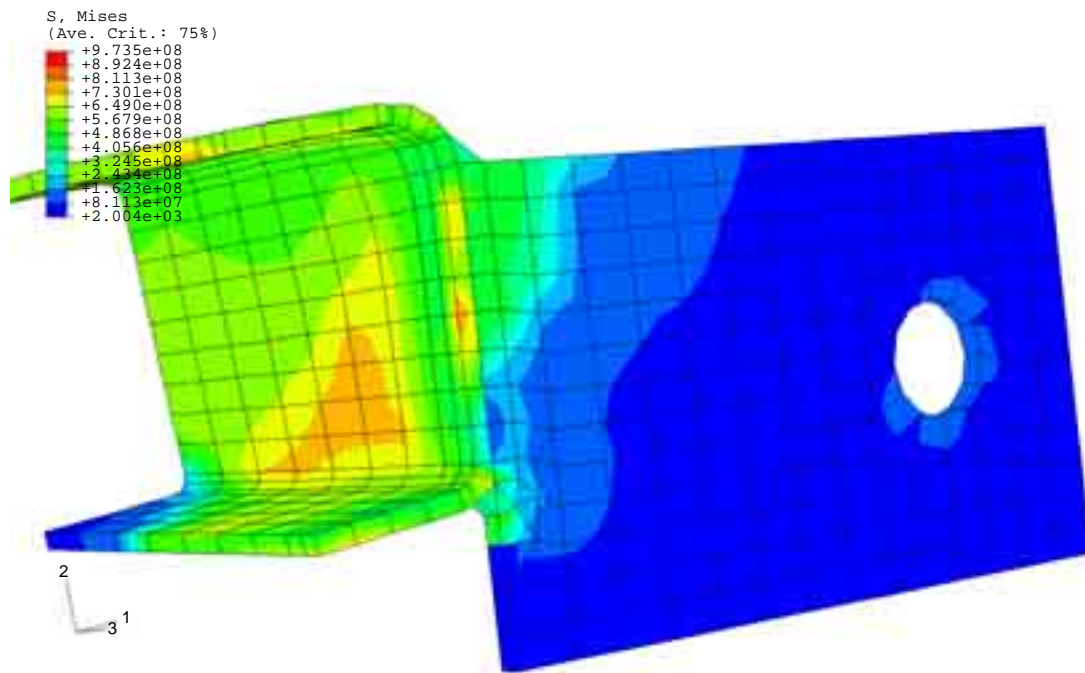
Rakenne analysoitiin ideaaliplastisella materiaalimallilla, missä teräksen myötölujuus oli 355 N/mm^2 . Kuvissa (kuvat 13 ja 14) on esitetty rakenteen jännitysten jakautumista kun myötöraja on saavutettu. Kuvista on havaittavissa seuraavat seikat:



Kuva 13. Jännitysten jakautuminen ideaaliplastisella materiaalimallilla [N/m^2].

1. Jännitykset lähtevät rakenteessa jakautumaan siten, että putkiprofiili, joka oli jo aiemmin todettu alimittaiseksi, plastisoituu vähitellen. Putkiprofiilin pituussuunnassa plastisoituminen jatkuu melko pitkälle mikä ilmaisee sen, että todellisessa rakenteessa oleva kehän kulma osallistuu kantamaan kuormia lisäjäykkyytensä ansiosta. Toisaalta, pääkannattajan kehän kulmaa ei ehkä ole mitoitettu kaikille orsiritikoista aiheutuville kuormituksille.
2. Kuvasta 14 näkyy, että korvakkeen hitsissä liitoksen kiertoakeskiö sijoittuu rakenteen plastisoitumisen alettua noin 70 mm päähän korvakkeen yläpinnasta, mikä merkitsee sitä, että yläpinnan hitsin rasitukset lisääntyvät suhteessa edellä laskettuun arvioon sen kestävydestä.
3. Itse liitoskorvakkeen rasitukset pysyvät rajallisina, eikä sen kestävyden osalta ole huomautettavaa. Plastisoitumista tapahtuu FEM-analyysin perusteella mahdollisesti vain korvakkeen yläpinnassa hitsien vieressä.

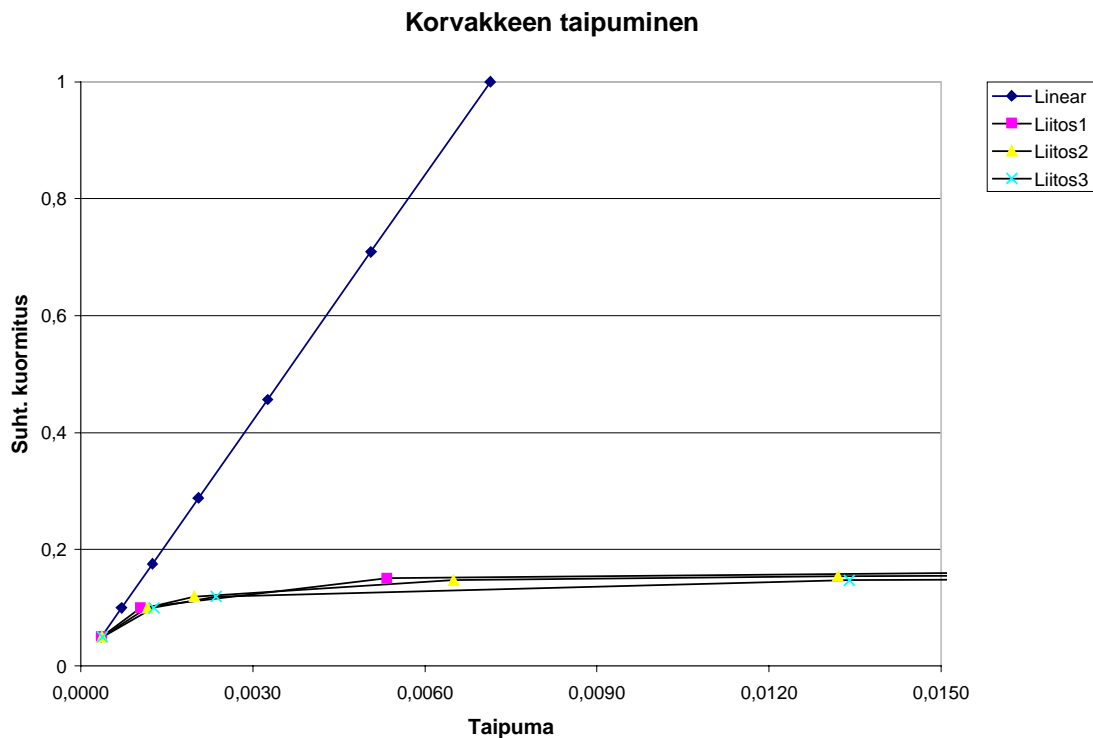
Liite 2



Kuva 14. Jännitysten jakautuminen. Taivutusmomentin jakautuminen hitsissä.

Kuvat 13 ja 14 on poimittu laskelmasta, missä pystykuorman mitoitusarvo on 201.75 kN ja vaakakuorman (veto) mitoitusarvo oli 206.39 kN. Vertailun vuoksi kuvaan 15 on laskettu neljä eri mitoitustapausta:

1. Lineaarinen tapaus eo. mitoituskuormilla $(F_x, F_y) = (206.39, -201.75)$ kN,
2. Liitos1. Epälineaarinen tapaus, pelkällä pystykuormalla (201.75 kN),
3. Liitos2. Epälineaarinen tapaus siten, että vetovoima ulospäin on puolet mitoituskuormasta, ja
4. Liitos3. Epälineaarinen tapaus edellä mainituilla täysillä mitoituskuormilla.



Kuva 15. Liitoksen taipuminen ja kestävyys mitoituskuormilla.

Kuvasta 15 voidaan havaita, ettei kuormituksen vinoudella (suoraan alas tai alaviistoon putkipalkista poispäin) ole kovin paljoa merkitystä liitoksen käyttäytymiseen. Se viittaa siihen, että pystykuormasta aiheutuva taivutusmomentti on määräävä. FEM-analyysin perusteella liitoksen kokonaiskestävyys on vain noin 15% siltä vaadittavasta kestävydestä (suht.kuormitus = rakennemallin vastaanottama kuormitus verrattuna mitoituskuormitukseen ennen ajon loppumista). Mitoituskuormitus vastaa suhteellisen kuormituksen arvoa 1.0.

Verrattuna korjattuun mitoituskuormaan, joka liitokselta siis vaaditaan katsomon katossa, sen kokonaiskestävyys on $(0.15 / 0.56) \cdot 100 = 26.8\%$.

26.8 % suhteellisen kuormituksen jälkeen rakenne alkaa nopeasti plastisoitua, mikä merkitsee sitä, että jokin liitoksen osa plastisoituu muita nopeammin ja menettää kantavuutensa. Käytännössä kyseinen osa on hitsausliitos, missä muotoilusyistä ei ole käyttöasteeltaan alemmalla tasolla olevia kohtia, jotka voisivat ottaa lisäkuormaa korvakkeen yläpinnan plastisoituvalta hitsiltä.

Koska kyseisessä rakenteessa plastisoitumista tapahtuu vain hyvin kapeassa osassa hitsiä, eikä lisäkuormitus pääse siirtymään muualle siten, että rakenteen vaurioituminen pysähtyisi, hitsi leikkautuu (kts. liite 3). Sortumisen syyksi on täten luokiteltava suunnitteluvirhe, eikä siihen voi katsoa vaikuttavan itse hitsausliitoksen ominaisuudet tai sen laatu.

Käytännössä liitos on em. Eurocode 3 luokituksen perusteella aliluja, eikä sillä käytännössä ole muodonmuutoskykyä muuten kuin metallin murtovenymän verran. Itse liitoksen voima/taipuma -kuvioista voi päätellä, että se toimii kuten nivel, ja sortuu mikäli sen kuormitus kasvaa suuremmaksi kuin liitoksen kokonaiskestävyys.

Liite 2

Liitoksen todellinen kestävyys on suurempi kuin laskennallinen kestävyys tai sen eri komponenttien kestävyudet. Kestävyys on käytännössä mahdollista saada selville ainoastaan kokeellisesti ja siinäkin tapauksessa tutkitun liitoksen herkkyys hitsausvirheille on suuri.

Jos liitokseen ei vaikuttaisi merkittävän suurta taivutusmomenttia, on siltikin ilmeistä, että pienahitsin käyttäminen kyseisessä liitoksessa ei ole hyvä ratkaisu, koska pienahitsin tunkeuman NDT-tarkastaminen on käytännössä mahdotonta. Jotta kyseisessä paikassa olevan tärkeän liitoksen valmistuksen valvonta ja laadunvarmistus olisi mahdollista, liitokseen olisi pitänyt valita toisenlainen liittämiskäyttö. Tunkeumahitsien (K- tai V-hitsi) käyttö olisi tehokkaamman laaduntarkastuksen mahdollistamiseksi perusteltua monissa tapauksissa, kun kyseessä on katto- tai muita isoja kuormia siirtävä ristikko- tai liitosrakenne.

Botnia-hallin hitsausliitosten murtumien tutkiminen

| Tilaaja: Onnettomuustutkintakeskus, Helsinki

Tilaaaja	Onnettomuustutkintakeskus, Sörnäisten rantatie 33C, 00580 HELSINKI
Tilaus	Erikoistutkija Tapio Leino, VTT Rakennustekniikka, PL 1806, 02044 VTT.
Käsittelijät	Erikoistutkija Jorma Salonen ja tutkija Pekka Nevasmaa, VTT Tuotteet ja tuotanto, Rakenteiden elinikä ja kestävyys, PL 1704, 02044 VTT, puh. (09) 456 5422, faksi (09) 456 7002, sähköposti: jorma.salonen@vtt.fi.
Näytteet	Erikoistutkija Tapio Leinon (VTT Rakennustekniikka) toimittamia näytteitä seuraavasti: <ul style="list-style-type: none">– Irrallinen murtunut kattoristikon kiinnityskorvake merkittynä tunnuksella A.– Murtunut kattoristikon kiinnityskorvake (merkitty tunnuksella B) liitettynä ruuviliitoksella neliöputken kiinnityskorvakkeeseen.– Pala profiloitua kattolevyä.
Tehtävät	Kiinnityskorvakkeiden murtuneiden hitsausliitosten murtumismekanismien selvitys <ul style="list-style-type: none">– Murtuneiden hitsausliitosten tunkeuman määrittäminen ja a-mitan arviointi.– Kovuusmittauksia murtuneen hitsiaineen, kiinnityskorvakkeen ja neliöputken lujuuden arvioimiseksi.– Koesauvan valmistus ja vetokoe sekä kovuusmittaus kattolevymateriaalista.
Suoritetut tutkimukset	Kiinnityskorvakkeiden murtuneiden hitsausliitosten murtopinnat tarkastettiin silmämääräisesti ja stereomikroskoopilla ja niitä tutkittiin pyyhkäisy-elektronimikroskoopilla (SEM). Kummastakin murtuneesta kiinnityskorvakkeesta valmistettiin kaksi murtumaa vastaan kohtisuoraa metallografista poikkileikkausnäytettä, joita tutkittiin valomikroskoopilla, ja joista mitattiin kovuuksia standardin SFS-EN ISO 6507-1 mukaisesti Vickers-kovuuslukuina käyttäen 49,1 N:n (5 kp:n) kuormaa. Korvakkeeseen B liitetystä neliöputkesta mitattiin teräksen kovuus Brinell-kovuuslukuina standardin SFS-EN 10003-1 mukaisesti käyttäen Ø 2,5 mm:n paininkärkeä ja 1840 N:n (187,5 kp:n) kuormaa. Kattolevynäytteen tasaiselta alueelta valmistettiin kolme ohutlevysauvaa, joille tehtiin standardin SFS-EN 10002-1 mukainen vetokoe. Levyn kovuus mitattiin hiotusta ja kiillotetusta poikkileikkauspinnasta Vickers-kovuuslukuina käyttäen 49,1 N:n (5 kp:n) kuormaa.
Tutkimuksen tulokset	<p>Liitteen 1 kuvassa 1 on murtunut korvake B liitettynä ruuviliitoksella neliöputkeen. Korvakkeen yläreuna on kuvassa alhaalla. Liitteen 1 kuvassa 2 ovat murtuneiden korvakkeiden A ja B tunnuksilla A1 ja B1 merkityt puolet ja niiden vastakkaiset puolet ovat liitteen 2 kuvassa 3. Näytteen A suunta kattorakenteessa ei ole tiedossa. Tutkittavaksi saadusta kattolevystä otettu kuva (kuva 4) on liitteessä 2.</p> <p>Näytteen B murtopinta oli puhdas ja homogeeninen. Koko murtopinta oli stereomikroskoopilla arvioituna sitkeää leikkausmurtumaa ja leikkaussuunta oli suunnilleen kohti levyn reunaa. Näytteen A murtopinta oli osittain ruostunut, mutta ruostumista lukuunottamatta ulkonäöltään homogeeninen. Stereo-</p>

VTT TUOTTEET JA TUOTANTO

Kemistintie 3, Espoo
PL 1704, 02044 VTT

Puh. (09) 4561
Faksi (09) 456 7002,
(09) 456 6990

etunimi.sukunimi@vtt.fi
www.vtt.fi/tuo
Y-tunnus 0244679-4

mikroskoopilla arvioituna murtopinta oli sitkeää leikkausmurtumaa ja leikkaussuunta oli suunnilleen levyn reunaa kohti.

Pyyhkäisyelektronimikroskoopilla (SEM) todettiin kummankin korvakkeen (näytteet A ja B) murtumien olevan koko murtopinnan alueella sitkeää leikkausmurtumaa. Näytteiden murtopinnoista otetut kuvat (kuvat 5 ja 6) ovat liitteessä 3.

Kiinnityskorvakkeista valmistettujen poikkileikkausnäytteiden sijainti on merkitty liitteen 1 kuvaan 2 ja poikkileikkausnäytteistä otetut valokuvat (kuvat 7 ja 8) ovat liitteessä 4. Murtuneista hitseistä valomikroskoopilla otetut kuvat 9 - 16 ovat liitteissä 5 - 8. Kuvista todetaan liitosten murtuneen hitsiainetta pitkin kaikissa tutkituissa poikkileikkauksissa lukuunottamatta kuvan 11 poikkileikkausta, jossa murtuma on tapahtunut osittain suunnilleen sula-rajalta. Kuvista on arvioitu hitsien a-mitat ja maksimitunkeumat olettamalla, että levyn alkuperäinen pinta jatkuu yhdensuuntaisena hitsautuneelle alueelle ja että hitsipalon ulkopinta jatkuu 45°:n kulmassa näytteen ulkopuolella. Esi-merkkinä a-mitan arviointitavasta on liitteen 9 kuva 17. Lisäksi kuvista on mitattu murtopinnan leveys. Tulokset on esitetty taulukossa 1.

Taulukko 1. Pienahitsien a-mitat ja tunkeumat.

Hitsi*	Poikkileikkaus**	a-mitta, mm	Maksimitunkeuma, mm	Murtopinnan leveys, mm***
A 1	1 (kuva 9)	4,0	0,9	5,1
A 1	2 (kuva 10)	3,5	0,9	4,3
A 2	1 (kuva 11)	4,7	2,2	6,2
A 2	2 (kuva 12)	4,6	2,8	6,2
B 1	1 (kuva 13)	5,2	1,6	6,6
B 1	2 (kuva 14)	4,5	1,3	5,1
B 2	1 (kuva 15)	4,3	1,6	5,1
B 2	2 (kuva 16)	4,6	1,3	5,4

*A = korvake A

B = korvake B

1 = numerolla 1 merkitty puoli (kuvassa 2)

2 = numerolla 2 merkitty puoli (kuvassa 3)

**1 = kuvaan 2 merkitty leikkaus 1

2 = kuvaan 2 merkitty leikkaus 2

***Murtopinnan leveyden mittaustapa ilmenee kuvasta 7.

Tuloksiin sisältyy huomattava epävarmuus, koska näytteistä puuttui pienaliitoksen toinen levy ja suuri osa hitsiainetta, jolloin geometria perustuu osittain arviointiin. Epävarmuudesta huolimatta on ilmeistä, että a-mitta paikallisesti alittaa asetetut lähtötietojen mukaiset vaatimukset (min. 5 mm).

Näytteiden poikkileikkauksista voidaan todeta lisäksi, että näytteen A puolella A1 (kuvat 9 ja 10) hitsin juuri ei ollut sulanut, jolloin hitsaussyvyys oli vajaa ja näytteessä B puolella B2 (kuvat 14 ja 15) hitsikupu oli vajaa.

VTT TUOTTEET JA TUOTANTO

Kemistintie 3, Espoo
PL 1704, 02044 VTT

Puh. (09) 4561
Faksi (09) 456 7002,
(09) 456 6990

etunimi.sukunimi@vtt.fi
www.vtt.fi/tuo
Y-tunnus 0244679-4

Mikrorakenteeltaan korvakkeen materiaali oli ferriittiä ja perliittiä (Liite 10, kuva 18). Muutosvyöhykkeessä mikrorakenne oli pääasiassa bainiittiä (Liite 10, kuva 19). Hitsiaineessa mikrorakenne oli pääasiassa asikulaarista ferriittiä ja raerajaferritiä (Liite 11, kuva 20). Murtopinnan välittömässä läheisyydessä materiaali oli kaikissa näytteissä virrannut sitkeälle leikkausmurtumalle tyyppillisesti suunnilleen pinnan suuntaisesti (Liite 11, kuva 21). Virtaussuunta oli kohti levyn reunaa ja muokkautuneen kerroksen paksuus oli enintään noin 0,2 mm.

Korvakkeiden poikkileikkausnäytteiden kovuusmittauksissa saatiin tulokseksi (HV 5):

Korvake A, perusaine: 159, 157, 164, 152 ja 163, joiden keskiarvo on 159.

Korvake A, kuvan 9 muutosvyöhyke: 225, 229, 240, 227 ja 242, joiden keskiarvo on 233.

Korvake A, kuvan 9 hitsiaine: 251, 263, 259, 238 ja 235, joiden keskiarvo on 249.

Korvake B, kuvan 15 hitsiaine: 238, 192, 189, 206 ja 226, joiden keskiarvo on 210.

Näytteeseen B liitetyn neliöputken kovuudeksi saatiin (HB 2,5/187,5): 183, 180, 180, 179 ja 182, joiden keskiarvo on 181.

Kattolevynäytteen kovuusmittauksissa saatiin tulokseksi (HV 5): 150, 156, 155, 157 ja 146, joiden keskiarvo on 153.

Kattolevynäytteen vetokoetulokset ovat taulukossa 2.

Taulukko 2. Kattolevynäytteen vetokoetulokset.

Näyte	1	2	3
0,2-raja (N/mm ²)	386	383	382
Murtolujuus (N/mm ²)	478	476	476
Murtovenymä A50 mm (%)	26	30	27
Murtovenymä A80 mm (%)	21	24	22

Tulosten tarkastelu

Murtumismekanismi

Suoritetuissa tutkimuksissa ilmeni, että kumpikin tutkittava korvake oli murtunut sitkeästi leikkautumalla. Murtuminen oli tapahtunut pääasiassa hitsiainetta pitkin ja leikkaussuunta on ollut suunnilleen korvakkeen ja siihen liitetyn neliöputken pituussuuntainen. Sitkeän leikkausmurtuman syynä ovat murtumishetkellä materiaalin leikkauslujuuden ylittävät jännitykset.

VTT TUOTTEET JA TUOTANTO

Hitsien ja levyjen lujuus ja mikrorakenne

Hitsien tunkeuma on ollut verrattain pieni (arviolta 0,9 - 2,8 mm) ja railon reunat ovat viistämättömät. Tällöin liitoksen geometria on sallinut hitsiaineen leikkautumisen hitsiä vastaan kohtisuorassa suunnassa. Leikkautuminen on tapahtunut verrattain paikallisesti, selvästi deformatuneen vyöhykkeen paksuus on vain joitakin kymmenesosamillimetrejä.

Mikrorakenteeltaan korvakkeen perusaine, muutosvyöhyke ja hitsiaine olivat rakenneteräkselle tyypillisiä. Kovuuden perusteella arvioituna korvakelevyn murtolujuus on noin 505 N/mm² ja neliöputken murtolujuus noin 610 N/mm². Mikäli neliöputki ja korvakelevy ovat materiaaliltaan S355-tyypistä rakenneterästä (aikaisemmin voimassa olleissa standardeissa laatu Fe 52) on arviotujen lujuusarvojen perusteella ilmeistä, että neliöputken murtolujuus täyttää kyseiselle teräkselle asetetun vähimmäismurtolujuusvaatimuksen (510 N/mm²) ja korvakelevy on suunnilleen vaatimuksen alarajalla.

Kattolevynäyte on saatujen asiatioiden perusteella teräslaatua Z36. Teräs täyttää sitovien vaatimusten (myötöraja ≥ 360 N/mm² ja murtovenymä $A_{80mm} \geq 12$ %) osalta asetetut vaatimukset. Murtolujuus on lähellä teräksen ei-sitovaa vähimmäisarvoa (480 N/mm²).

Korvakkeen B murtuneen hitsiaineen kovuuden perusteella arvioituna hitsiaineen murtolujuus on noin 630 N/mm². Korvakkeen A mitatun hitsiaineen kovuudeksi saatiin selvästi korvakkeen B kovuutta suurempi mitta-arvo. Tämä voi johtua hitsiaineen kapeudesta, jolloin mittauspisteet ovat verrattain lähellä murtopintaa ja murtumisen yhteydessä tapahtunut deformatuminen on voinut lisätä kovuutta. Samasta syystä myös korvakkeen B murtumista edeltänyt kovuus ja samalla arvioitu murtolujuus voivat olla hieman edellä esitettyä pienempiä.

Hitsien laatu

Rakenteiden ja rakenneosien hitsaavan valmistuksen laatua voidaan arvioida standardin SFS-EN 25817:1993 mukaisilla, hitsausvirheisiin perustuvilla hitsiluokilla: B (vaativa), C (hyvä), D (tydyttävä). Vaurioituneista hitsausliitoksista toimitetuista näytteistä tehdyn tarkastelun perusteella voitiin identifioida kolme SFS-EN 25817 standardissa esitettyä selvää hitsausvirhettä: (i) vajaa hitsautumissyvyys, (ii) vajaa a-mitta sekä (iii) vajaa kupu.

Vajaan hitsautumissyvyyden osalta ei hitsiluokassa B (vaativa) sallita sitä lainkaan. Liitteen 5 kuvan 10 perusteella, jossa tämä virhe esiintyy pahimmillaan, voidaan määrittää vajuudeksi noin 1,0 mm. Ottamalla nimelliseksi a-mitaksi alunperin vaadittu 5 mm voidaan standardin esittämän nimellisen hitsautumissyvyyden (s) ja todellisen hitsautumissyvyyden (h) välisestä suhteesta laskea, ettei mainittu liitos täytä edes laatuluokan C (hyvä) vaatimustasoa, jolle $h \leq 0,1 * s$ (mm). Vajaan hitsautumissyvyyden osalta tarkasteltu kuvan 10 hitsi täyttää siis ainoastaan hitsiluokan D vaatimustason. Lisäksi on nähtävissä, että hitsin vajaa tunkeuma näyttää johtaneen jopa

VTT TUOTTEET JA TUOTANTO

standardin SFS-EN 25817 määrittelemää "vajaan hitsautumissyvyys" -tapausta vakavampaan tilanteeseen: hitsin juureen on jäänyt kokonaan sulamaton liitoksen alue. Täten voidaan perustellusti katsoa tämän tapauksen vastaavan liitosvirhettä, jota ei sen enempää hitsiluokka B kuin luokka C salli lainkaan. Kokonaisuutena tarkastellen kyseinen liitos täyttää tämän hitsausvirheen osalta ainoastaan hitsiluokan D vaatimustason.

Vajaan a-mitan tapauksessa voidaan niin ikään todeta, ettei hitsiluokka B salli sitä lainkaan. Kun tutkittujen näytekappaleiden hitsien a-mitoiksi oli arvioitu 3,5 - 5,2 mm, voidaan laskea todellisen hitsin vajuudeksi (h) noin 0 - 1,5 mm. Vajauden (h) ja nimellisen hitsin (a) mitoista voidaan laskea, ettei liitos täytä pahimmin vajaiden hitsien osalta edes hitsiluokan C vaatimustasoa: $h \leq 0,3 + 0,1 * a$ (mm). Tämän hitsausvirheen osalta eräät liitoksista täyttävät täten ainoastaan hitsiluokan D vaatimustason.

Vajaan kuvun tapauksessa voidaan vajaukseksi (h) liitteen 5 kuvan 15 perusteella määrittää n. 0,4 mm. Levyn paksuuden (t) ollessa 12 mm, voidaan laskea hitsausliitoksen täyttävän tämän virheen osalta B hitsiluokan vaatimustason: $h \leq 0,05 * t$ ja $h < 0,5$ mm.

Johtopäätökset hitsiluokista

Saatujen asiatietojen perusteella tutkituilta hitseiltä edellytetään Suomen Rakennusmääräyskokoelman ohjeen B7 mukaan hitsausluokkaa C (hyvä). Edellä esitetyillä perusteilla osa tutkituista hitsien poikkileikkausnäytteistä on vajaan hitsautumissyvyyden ja vajaan a-mitan perusteella enintään hitsausluokkaa D (tyydyttävä), joten hitsit eivät täytä niille asetettua hitsausluokan C vaatimustasoa.

Espoo, 6.5.2003

Tutkimuspäällikön sijainen

Pentti Kauppinen

Erikoistutkija

Jorma Salonen

LIITTEET

11 kpl

JAKELU

Tilaaaja, 1 kpl
VTT Tuotteet ja tuotanto/TUO7, 1 kpl

VTT TUOTTEET JA TUOTANTO

Kemistintie 3, Espoo
PL 1704, 02044 VTT

Puh. (09) 4561
Faksi (09) 456 7002,
(09) 456 6990

etunimi.sukunimi@vtt.fi
www.vtt.fi/tuo
Y-tunnus 0244679-4



Kuva 1. Näytteeksi saatu korvake B1 ja siihen liitetty neliöputki. Korvakkeen yläreuna on kuvassa alhaalla.



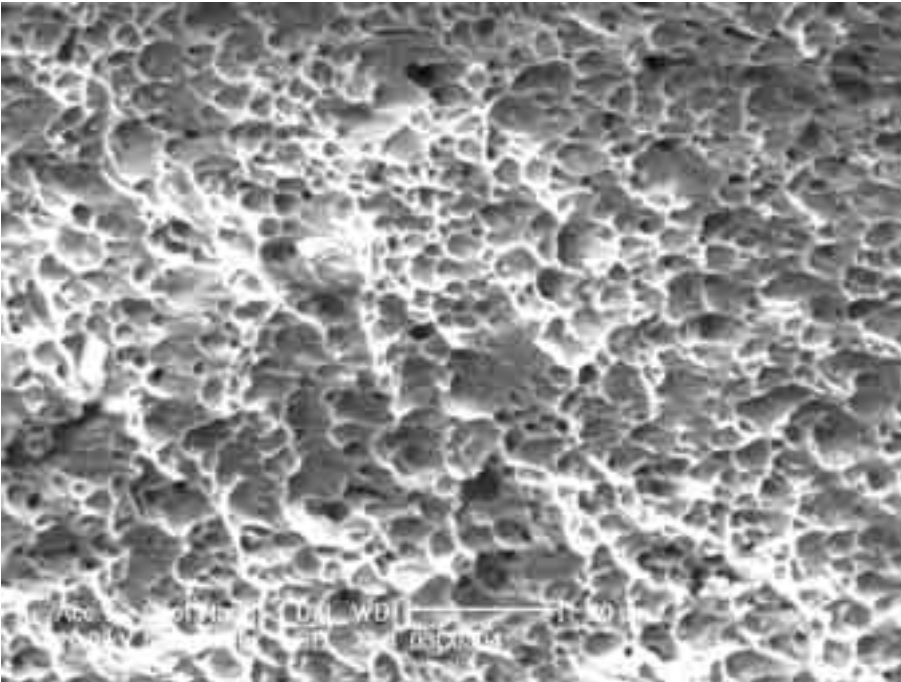
Kuva 2. Korvakkeen A ja B sivut A1 ja B1. Poikkileikkausnäytteiden irrotuskohdat on merkitty nuolella.



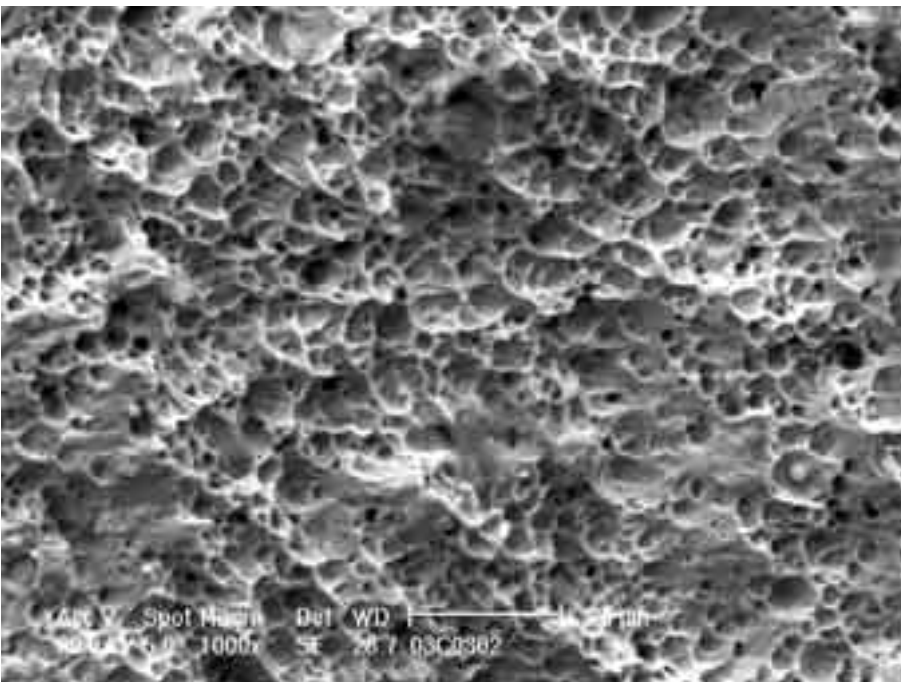
Kuva 3. Korkakkeiden A ja B sivut A2 ja B2.



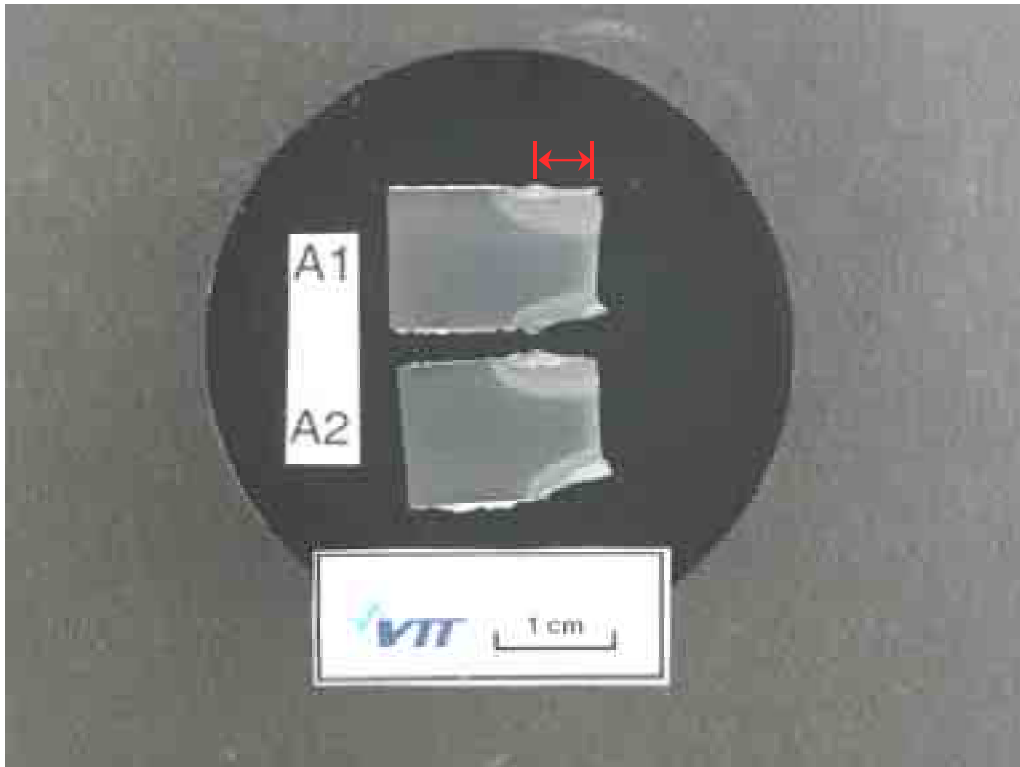
Kuva 4. Näytteeksi saatu kattoprofiilin pala.



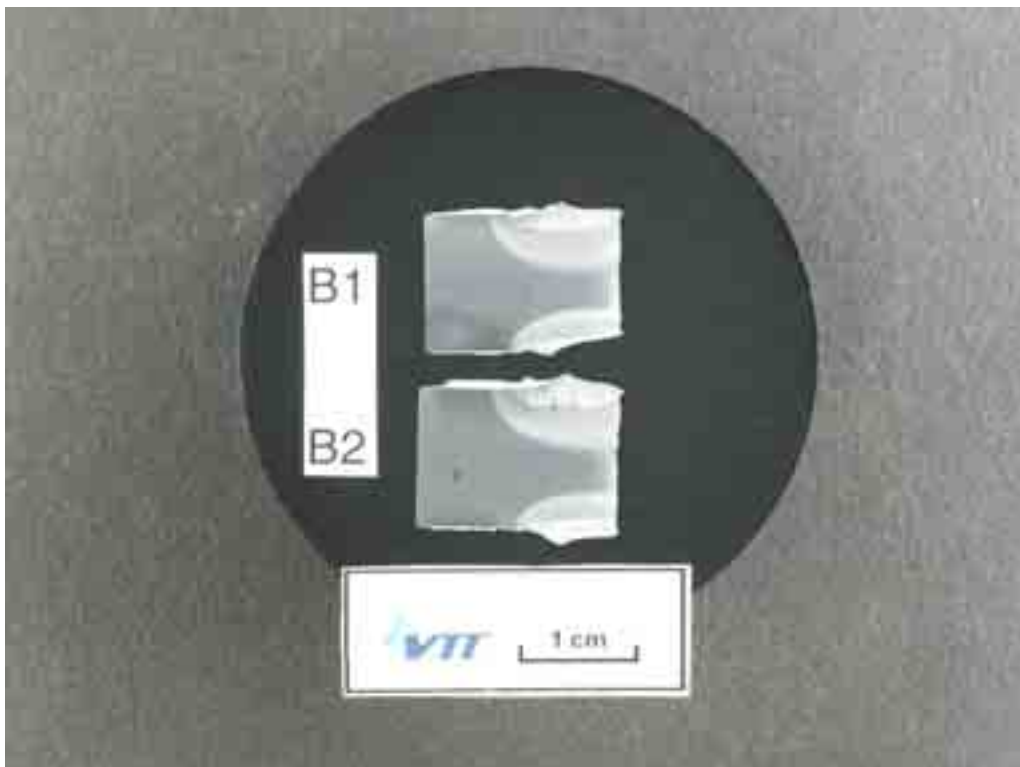
Kuva 5. SEM-kuva näytteen A murtopinnasta. Suurennus 1000-kertainen.



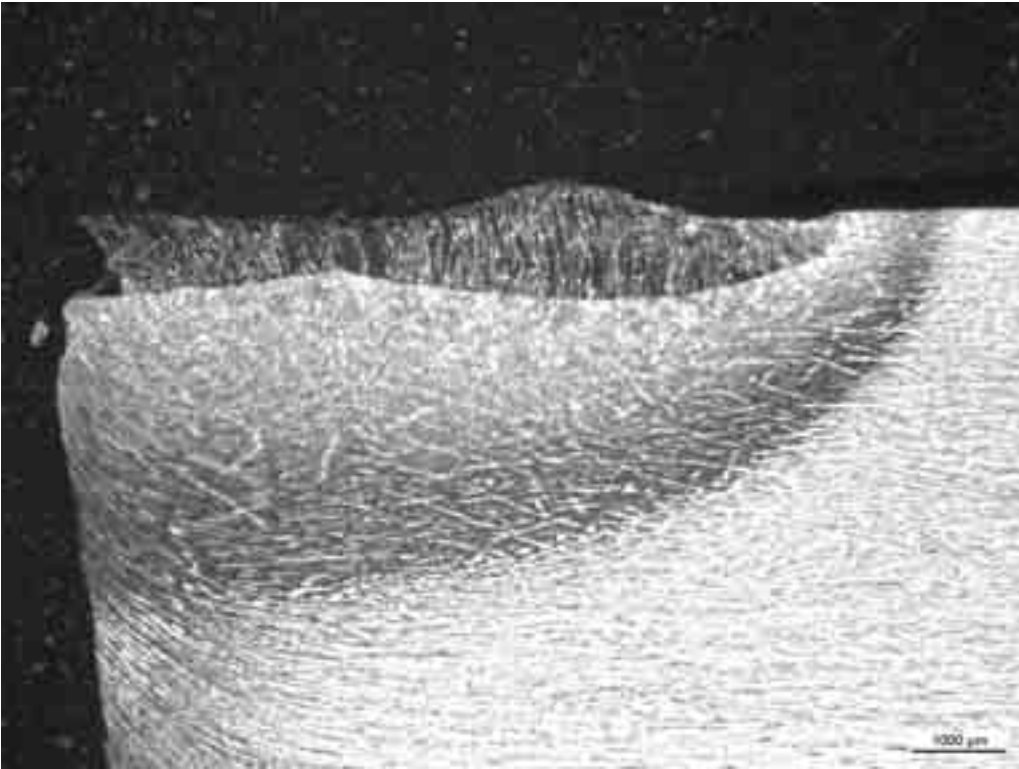
Kuva 6. SEM-kuva näytteen B murtopinnasta. Suurennus 1000-kertainen.



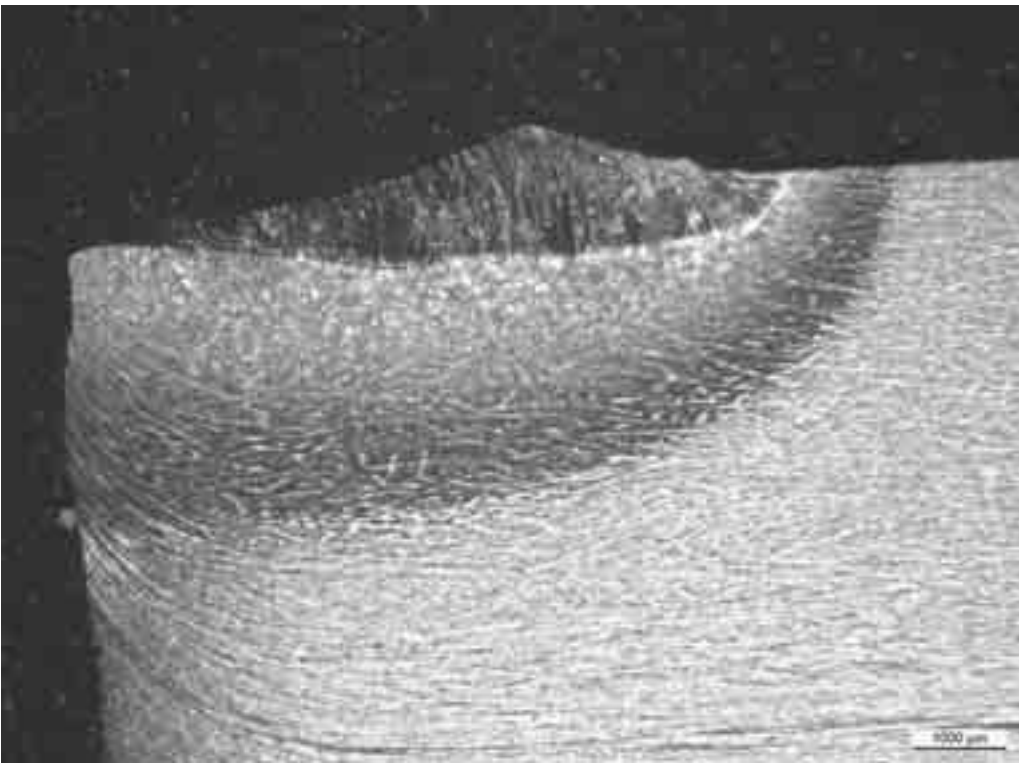
Kuva 7. Korvakkeen A tutkitut poikkileikkaukset 1 ja 2.



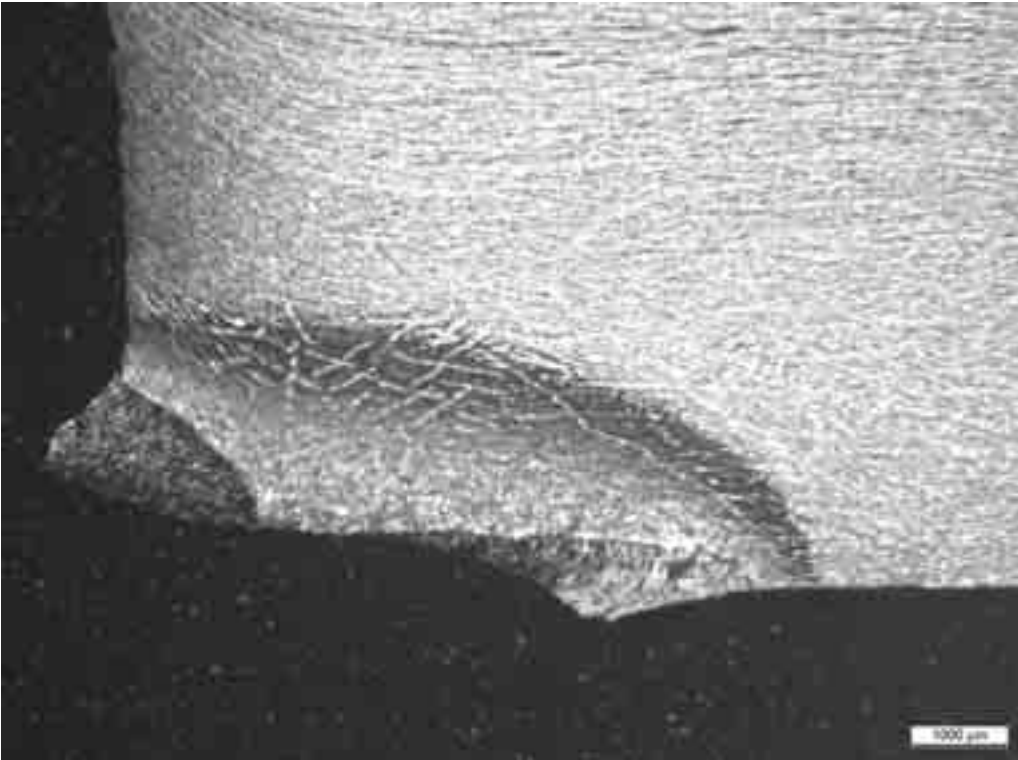
Kuva 8. Korvakkeen B tutkitut poikkileikkaukset 1 ja 2.



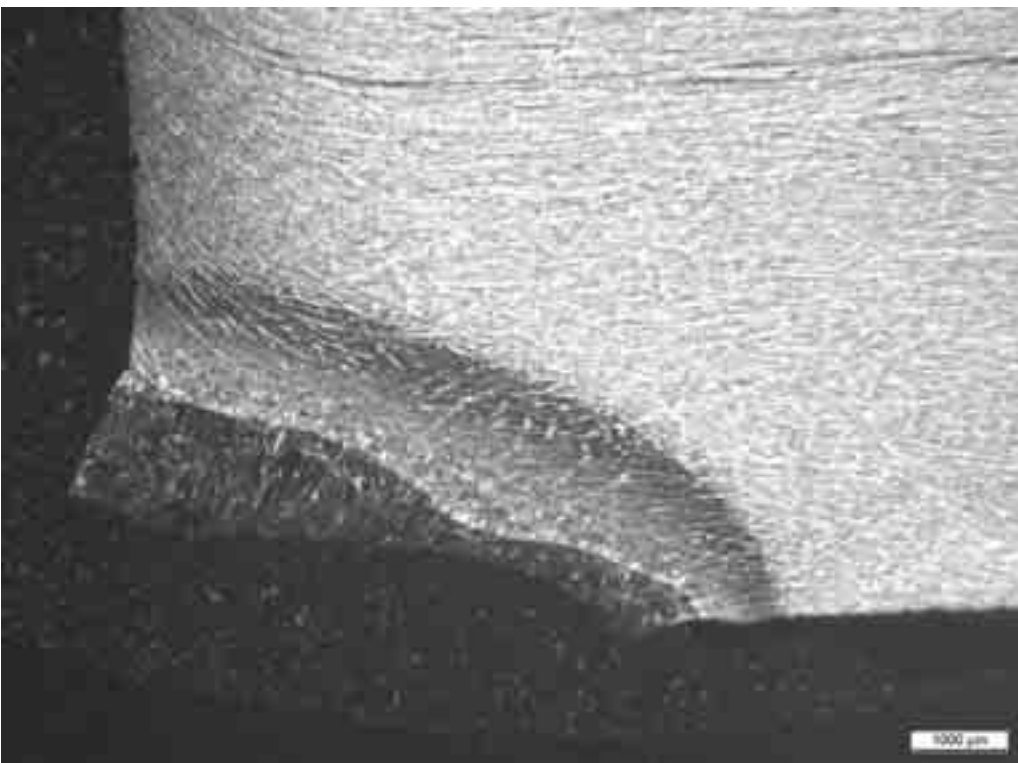
Kuva 9. Näyte A, puoli A1, poikkileikkaus 1.



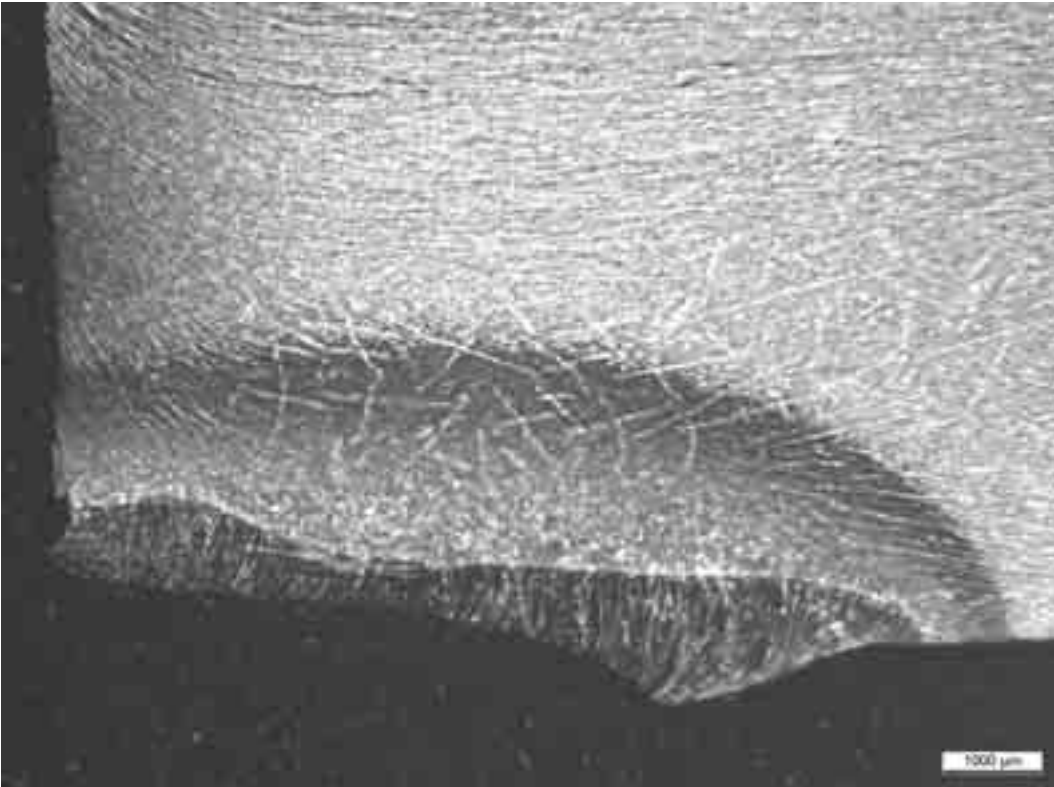
Kuva 10. Näyte A, puoli A1, poikkileikkaus 2.



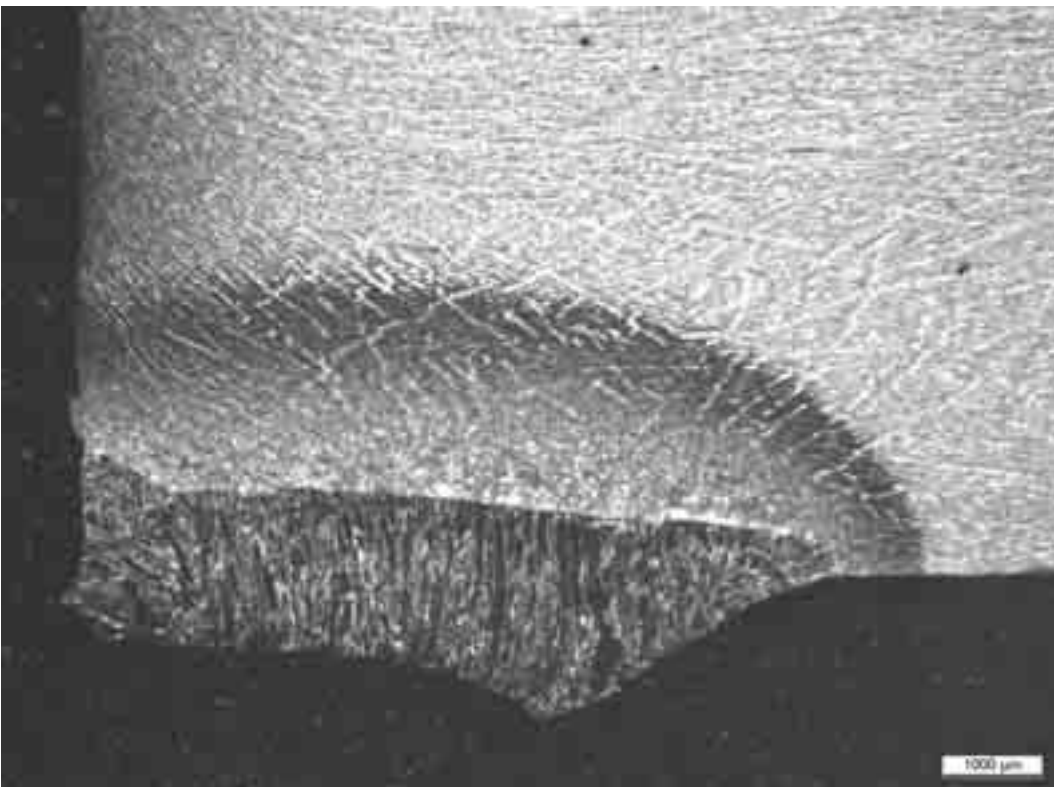
Kuva 11. Näyte A, puoli A2, poikkileikkaus 1.



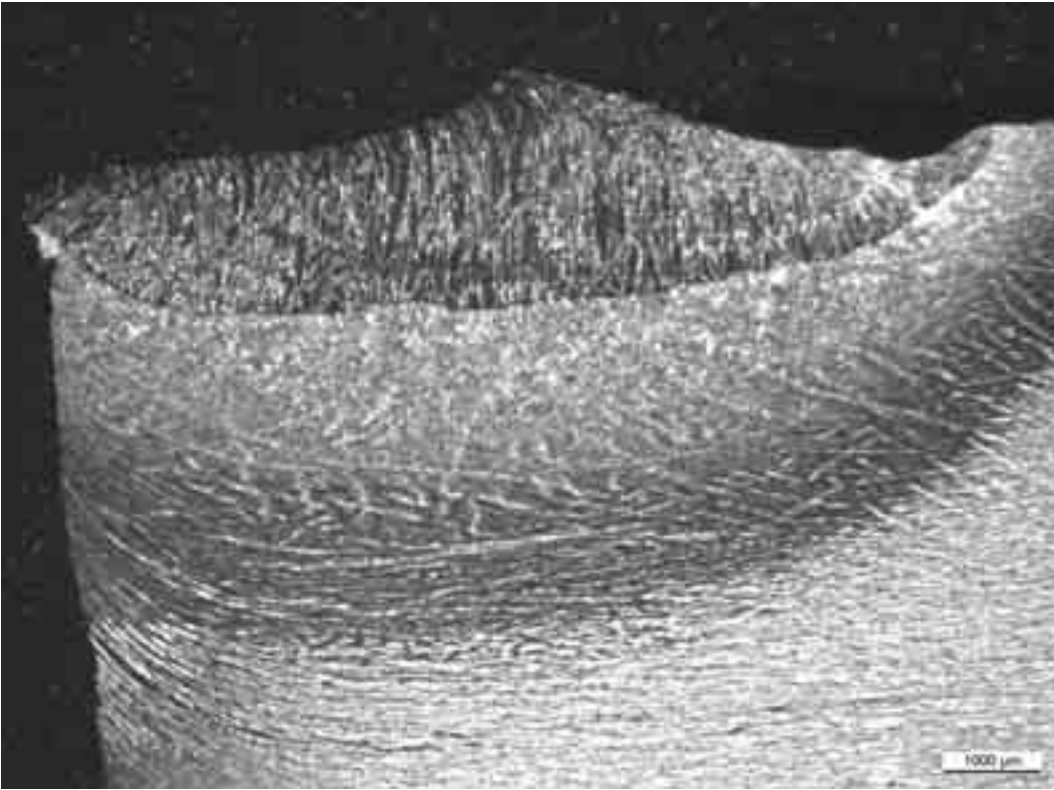
Kuva 12. Näyte A, puoli A2, poikkileikkaus 2.



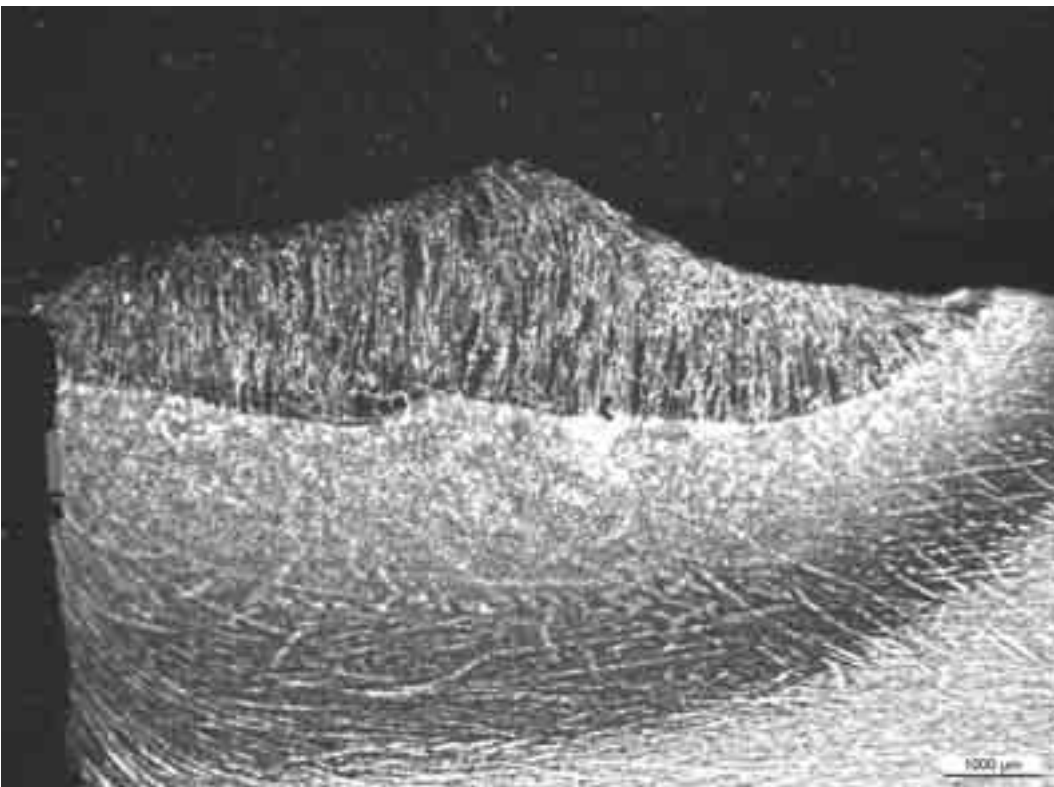
Kuva 13. Näyte B, puoli B1, poikkileikkaus 1.



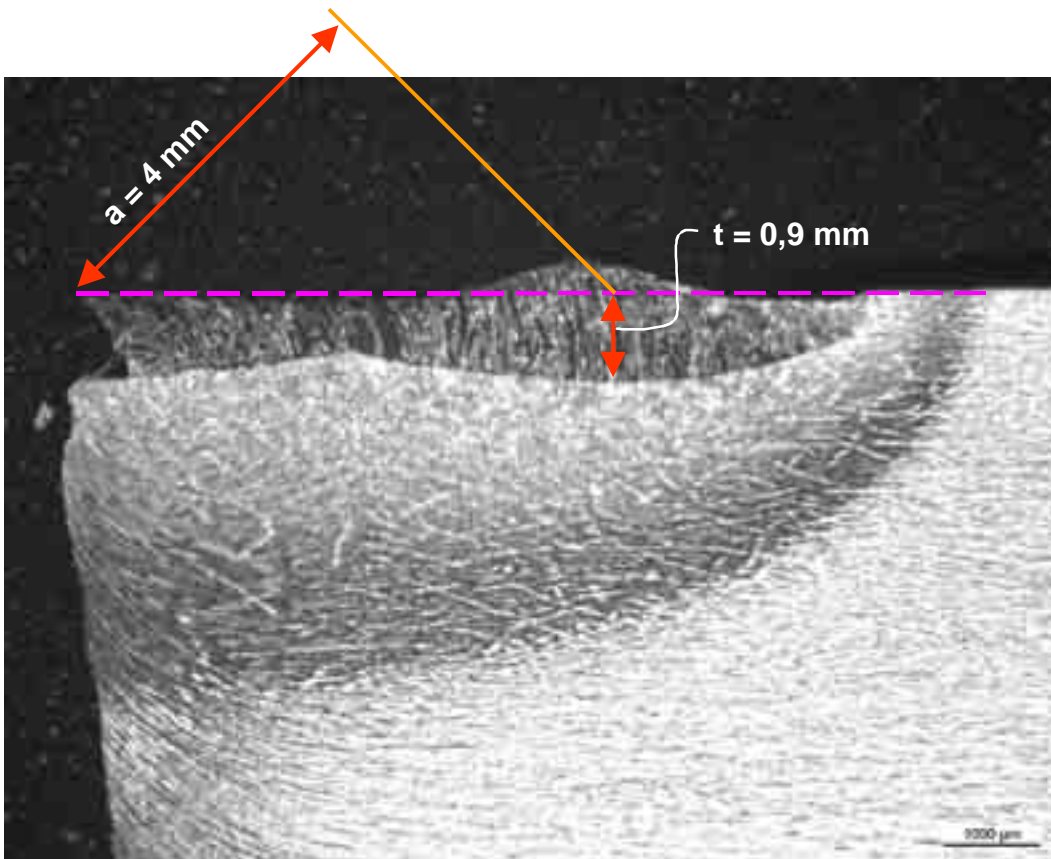
Kuva 14. Näyte B, puoli B1, poikkileikkaus 2.



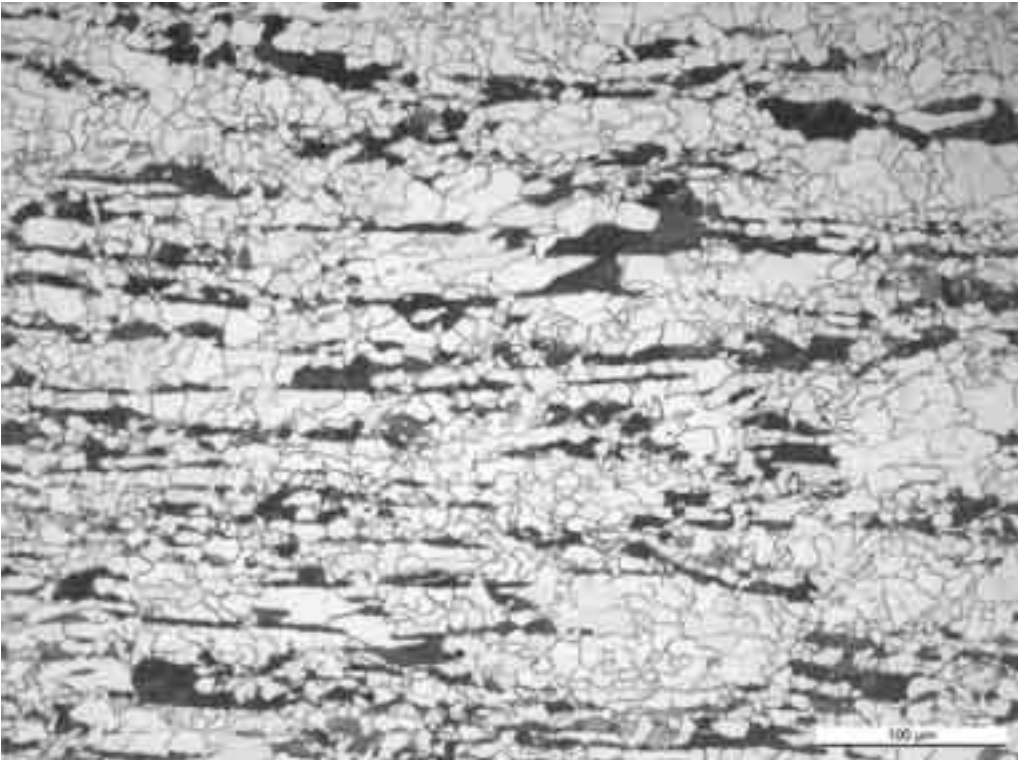
Kuva 15. Näyte B, puoli B2, poikkileikkaus 1.



Kuva 16. Näyte B, puoli B2, poikkileikkaus 2.



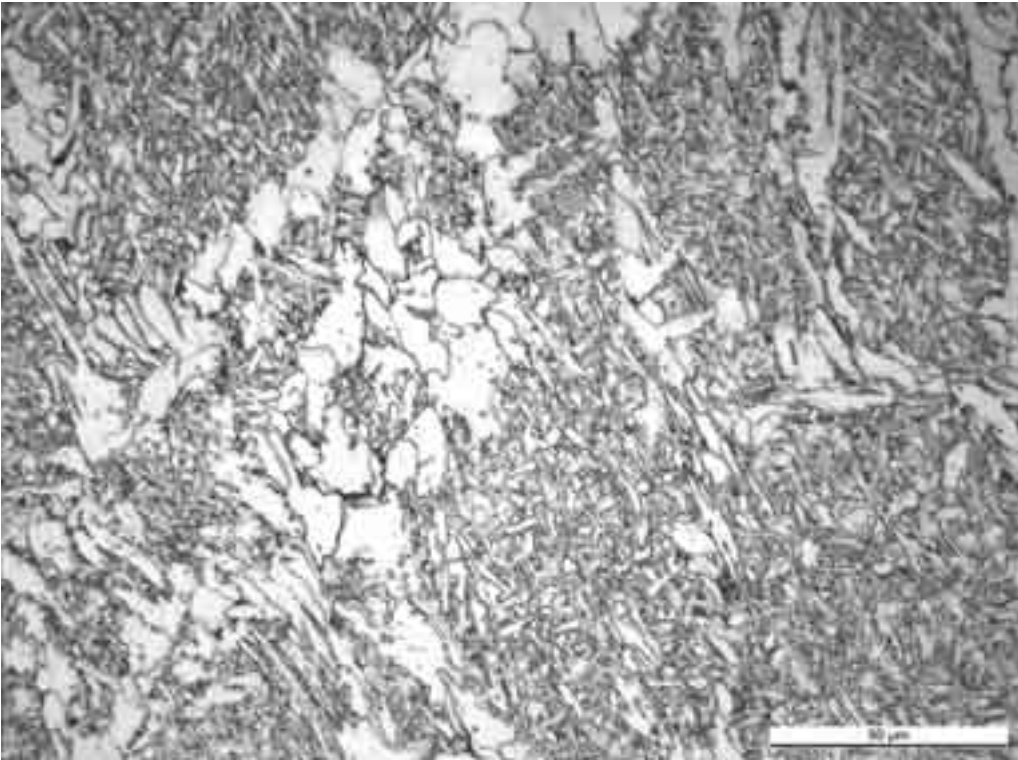
Kuva 17. Näyte A, puoli A1, poikkileikkaus 1. Kuvaan on merkitty hitsin a-mitan arviointitapa.



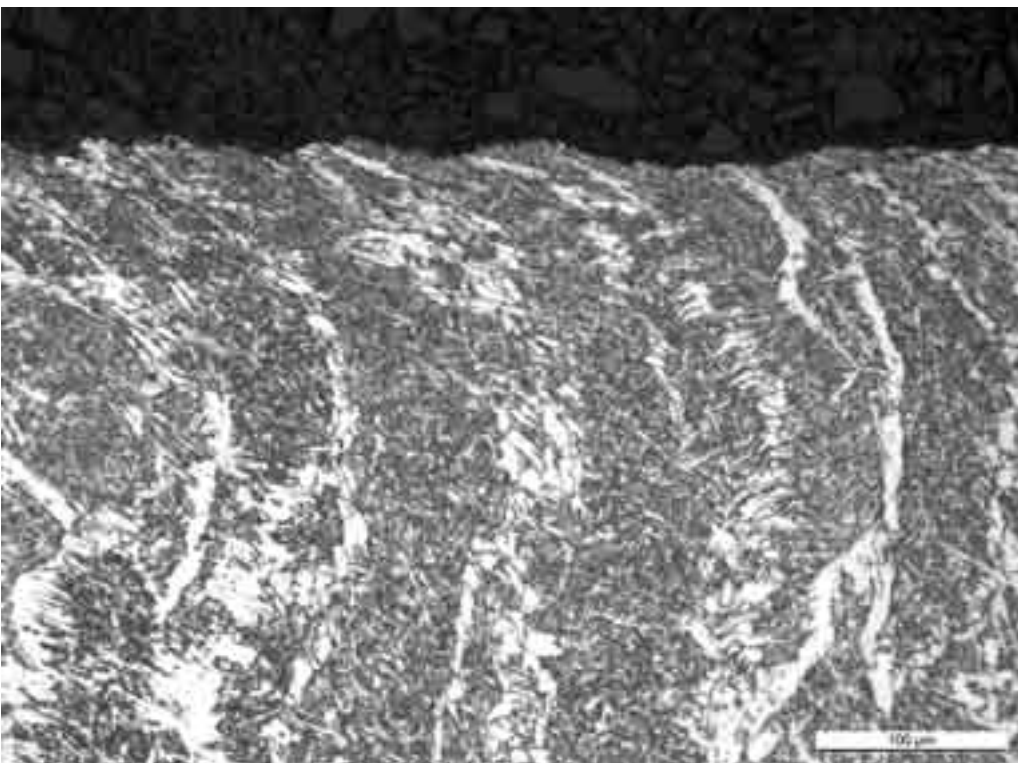
Kuva 18. Korvakelevyn mikrorakenne.



Kuva 19. Sularajan poikkileikkaus. Hitsiaine on kuvassa oikealla ja muutosvyöhyke vasemmalla.



Kuva 20. Hitsiaineen mikrorakenne.



Kuva 21. Hitsin murtopinnan poikkileikkaus. Hitsin juuri on kuvassa vasemmalla.

Onnettomuuksien tutkinnasta annetun asetuksen mukainen ilmoitus onnettomuusuhasta

26.2.2003

76/5Y

1(1)

Ympäristöministeriö
Asunto- ja rakennusosasto
PL 35
00023 VALTIONEUVOSTO

Asia: Onnettomuuksien tutkinnasta annetun asetuksen (79/96) 10 §:n mukainen ilmoitus

Onnettomuustutkintakeskus on 20.1.2003 asettanut tutkintalautakunnan selvittämään Mustasaarella 17.1.2003 tapahtunutta monitoimihallin katon rikkoutumista, onnettomuustutkinta B 1/2003 Y. Tutkinta on vielä kesken. Tutkintalautakunta on tähän mennessä tutustunut rakennuksen vaurioihin, perehtynyt lautakunnalle toimitettuihin rakennuksen suunnitelmiin ja kuullut suunnittelijoita.

Tutkintalautakunta pyytää kiinnittämään huomiotanne seuraaviin onnettomuustutkinnan yhteydessä esiin tulleisiin asioihin:

- 1) hallista puuttuu rakenneosia, joiden tehtävänä on jäykistää se pituussuunnassa
- 2) eräiden kantavien rakenneosien mitoituksessa ei ole otettu huomioon kaikkia niihin vaikuttavia kuormituksia
- 3) liitoksissa on havaittu suuria muodonmuutoksia eikä suunnitteludokumenteista voi todeta liitosten kestävyyttä.

Tutkintalautakunnan tietoon on tullut, että Suomessa on muitakin halleja, joissa on käytetty vastaavia rakenneratkaisuja.

Tutkintalautakunnan puheenjohtaja

Tuomo Karppinen

LÄHDELUETTELO

Seuraavat lähteet ovat taltioituina Onnettomuustutkintakeskuksessa:

1. Päätös tutkinnan aloittamisesta B 1/2003 Y, 20.1.2003 sekä päätös tutkintalautakunnan täydentämisestä 14.2.2003.
2. Ilmatieteen laitoksen Ilmastopalvelun toimittamat säätiedot Vaasan lentoasemalta 16.1.2003 – 18.1.2003.
3. Valokuvia.
4. Tuotetietoa hallin PVC-katemateriaalista.
5. Tietoja Mustasaaren ja Vaasan pelastuslaitosten organisaatiosta ja toimintavalmiudesta.
6. Pohjanmaan hätäkeskuksen hälytysseoste, Mustasaaren pelastuslaitoksen onnettomuusseoste sekä hätäkeskuksen tehtävällmoitukset.
7. Hallin palotarkastuspöytäkirja liitteineen.
8. Rakennuslupa liiteasiakirjoiheen ja pääpiirustuksineen.
9. Suomen rakentamismääräyskokoelma, ohjeet 1997, osa B7 Teräsrakenteet.
10. Hallin pohjapiirros onnettomuuteen liittyvine merkintöineen.
11. Teräsrakennevalmistajan laadunvarmistusasiakirjat.
12. Urakkaohjelma 10.10.1995.
13. Hallin videovalvontajärjestelmän tallenteet.
14. Poliisin sekalaisilmoitus tapahtuneesta (6490/S/20034/03).
15. Suomen ympäristökeskuksen toimittamia tietoja lumitilanteesta 10/2002 – 1/2003.
16. Piirros pääkannattajalohkojen asennustavasta.
17. Rakenne- ja konepajapiirustukset.
18. Kommentit tutkintaselostusluonnoksesta:
 - Ympäristöministeriön kommentit 26.2.2004
 - Sisäasiainministeriön kommentit 2.3.2004
 - Hätäkeskuslaitoksen kommentit 26.2.2004
 - Korsholms kommun, kommentarer 9.3.2004
 - YIT Rakennus Oy:n kommentit 1.3.2004
 - PPTH-Norden Oy:n kommentit 1.3.2004
 - Suunnittelutoimisto Kompis Oy:n kommentit 2.3.2004
 - SCC Viacon Oy:n (HN-Suunnittelu Oy) kommentit 15.3.2004
 - Vaasanseudun Urheiluhallit kuntayhtymän kommentit 2.3.2004