Vegard Bjørntvedt

Optimalisering av friksjonssville for økt sidemotstand

Master i veg og jernbane

Trondheim, mai 2018

Hovedveileder: Elias Kassa
Biveileder: Alf Helge Løhren

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap,
Institutt for bygg- og miljøteknikk



NTNU – Trondheim
Norwegian University of
Science and Technology

Sammendrag

Enkelte av de gamle jernbanestrekningene i Norge innehar begrensinger som gjør det umulig å få et kontinuerlig helsveiset spor på deler av strekningene. Disse begrensningene medfører ulemper for Bane NOR grunnet redusert levetid på sporet og redusert komfort for de reisende. Som en følge av dette blir det i denne oppgaven presentert løsninger som muliggjør å helsveise enkelte av strekningen som tidligere ikke har vært mulig.

Basert på doktor ingeniøravhandlingen til Alf Helge Løhren er det i denne oppgaven gjort en videreutvikling og optimalisering av friksjonssvillen han forsket frem i samarbeid med Rasmus S. Nordal i 2001. For videreutviklingen og optimaliseringen av friksjonssvillen ble det gitt en rekke kriterier som skulle oppfylles for det nye designet. Disse kritereien er gitt gjennom TSI (Teknisk spesifikasjon for samtrafikkevne), Bane NOR og NS-EN 13230.

Oppgaven omhandler forklarende teori på hvorfor vi har problematikken med manglende sidemotstand i sporet, samt at det er gjort en omfattende kartlegging av produktene som eksisterer på markedet, som også har til hensikt å øke sporets sidemotstand. Basert på kunnskapen som eksisterer på feltet, videreutvikles og optimaliseres friksjonssvillen gjennom kapasitetsberegninger på friksjonssviller med ulik geometri, og varierende antall og plassering av spennarmering.

Videre tar oppgaven for seg den kunnskapen som eksisterer på feltet for å videreutvikle og optimalisere friksjonssvillen. Som utgangspunkt for det nye designet er friksjonsmønsteret som er funnet mest optimalt i Løhren`s arbeider valgt å benytte videre.

Gjennom arbeidet med oppgaven er det utviklet tre nye design basert på ulike forutsetninger. Det første designet er en lett friksjonssville, design to er en tung friksjonssville, og design tre som er en friksjonssville som har en geometri som er så stor som mulig.

Resultatene fra konstruksjonsberegningene er tre nye friksjonssvilledesign som modelleres slik differansen i geometrien for de ulike friksjonssvillene kan sees. To av de nye designene overholder alle krav, mens det tredje har en egenvekt som er høyere en hva som tillates i designkriteriene. Ut ifra dette konkluderes det i et design som er det optimale basert på de kriterier som er lagt til grunn for denne oppgaven.

Til tross for at det konkluderes i et design som oppfyller alle kriteriene, gis det en anbefaling for det tyngste produktet. Om Bane NOR skulle tillate å korrigerer litt på forutsetningene hva gjelder egenvekten til friksjonssvillen, vil designet som har den høyeste egenvekten være det “nye“ optimale designet. Årsaken til dette er effekten av den høye egenvekten som vil

optimere friksjonssvillens bidrag til økt sidemotstand.

English abstract

Some of the old railways in Norway have limitations that make it impossible to get a continuously welded track on parts of the track. This limitation causes disadvantages for Bane NOR due to reduced service life on the track, and reduced comfort for the travelers. As a result of this will it in this task be presented solutions that makes it possible to continuously weld the track on some parts of tracks that hasn't been possible before.

Based on Alf Helge Løhren`s doctor engineering thesis, is it in this thesis made a further development and optimization of the friction sleeper he founded during his research together with Rasmus S. Nordal in 2001. For the further development and optimization of the friction sleeper was it given a list of criteria's that needed to be forefelt for the new design. This criteria's are given true the TSI (Technical Specification for interoperability), Bane NOR and NS-EN 13230.

This work concerns explanatory theory about why we have an issue with lack of side resistance in track, as well as a comprehensive mapping of those products that already exists on the market, which also aims to increase the side resistance of the track. Based on the knowledge which exists on the field, will the frictional sleeper bee further developed and optimized true capacity calculations on the different friction sleeper geometries, and variations on both number and position of reinforcement.

Furthermore this task is based on the knowledge that exists in the field, to further develop and optimize the friction sleeper. As a base point for the new design, the friction pattern found most optimally in Løhren's work has been chosen to be used further.

True the work with this thesis is it developed three new designs based on different prerequisite. The first design is light friction sleeper, design two is a heavy friction sleeper, and the third design is a friction sleeper which has a geometry which is as large as possible.

Results from the design calculations are three new friction sleeper designs that are modeled so that the differences in the geometry for each friction sleeper can be seen. Two of the new designs comply with all the criteria's, while the third have a weight which is higher than allowed in the design criteria's. Out of the results is it concluded in a design which is optimal based on the criteria's used for this task.

Although it is concluded in a design that meets all the criteria`s, a recommendation is given for the heaviest product. If Bane NOR should allow to correct a little on the prerequisite regarding the weight of the friction sleeper, will the design with the highest weight be the

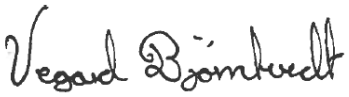
"new" optimal design. The reason for this is the effect of the high weight that will optimize the contribution to increased side resistance from the friction sleeper.

Forord

Denne masteroppgaven ble gjennomført høsten 2017 til våren 2018 ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet. Fakultet for ingeniørvitenskap, Institutt for bygg- og miljøteknikk.

Kombinasjonen av å jobbe for et selskap som produserer jernbaneprodukter parallelt med studiet har gitt en god forståelse for enkelte temaer underveis i studiet. For masteroppgaven har dette vært helt avgjørende, da den grunnleggende kunnskapen om produksjon og hvordan en sville opptrer i sporet er noe jeg hadde god kjennskap til før arbeidet med å videreutvikle og optimalisere friksjonsvillen startet.

Jeg vil med dette rette en stor takk til Alf Helge Løhren og Elias Kassa for god hjelp, støtte og veiledning underveis i arbeidet.



Vegard Bjørntvedt

Hønefoss, 15. mai 2018

Innholdsfortegnelse

SAMMENDRAG ..... **I**

ENGLISH ABSTRACT ..... **III**

FORORD ..... **V**

FIGUROVERSIKT ..... **IX**

TABELLOVERSIKT ..... **X**

NOMENKLATUR ..... **XI**

1 INNLEDNING **1**

1.1 BAKGRUNN 1

1.2 HVA ØNSKES LØST? 1

1.3 HVORFOR BEHOV FOR ØKT SIDESTABILITET? 3

1.4 MÅL MED ARBEIDET 5

1.5 OPTIMERING AV DESIGN 5

2 TEORI OG LITTERATURSTUDIE **9**

2.1 STRUKTUR OG INNDELING AV LITTERATURSTUDIET. 9

2.2 KREFTER I HELSVEIST JERNBANESPOR 9

2.3 ÅRSAK TIL BEHOVET FOR SVILLE MED ØKT SIDESTABILITET 12

2.4 HVORFOR FRIKSJONSSVILLE 13

2.5 HVILKEN KUNNSKAP EKSISTERER 14

2.5.1 Ballastens laterale motstand 14

2.5.2 Motstand mellom ballast og sville i ballastprofil 18

2.5.3 Motstand fra ballastskuldre 18

2.6 HVILKE LØSNINGER EKSISTERER FOR TILSVARENDE PROBLEMATIKK 19

3 METODOLOGI **31**

3.1 HVILKEN METODETYPE 31

3.2 SPESIFIKASJONER FOR DESIGN AV FRIKSJONSSVILLEN. 32

3.2.1 Svillens ytre design 33

3.2.2 Svillens belastningskriterier 34

3.2.3 Svillens kapasitetskriterier 35

3.2.4 Svillens skinneprofil 35

3.3 HVILKE KRAV SOM SKAL OPPNÅS 36

3.3.1 Krav til test momenter 36

3.3.2 Krav til dynamiske tester 37

4 ANALYSE 37

4.1 VALIDERE OG MODELLERE KONSEPTET 37

4.1.1 Design begrensninger 38

4.1.2 Utforming av hjelpetabell 44

4.1.3 Løhren friksjonssville basert på JBV97 med påstøp 46

4.1.4 Friksjonssville test 11. – Oppfylle alle krav 48

4.1.5 Friksjonssville test 14. – Største tillatte dimensjon 49

4.1.6 Friksjonssville test 20. – Største mulige dimensjon 51

5 RESULTATER OG DISKUSJON 53

5.1 RESULTATER. 53

5.2 OPPFYLLELSE AV ALLE KRITERIER. 57

5.3 METODE FOR OPTIMERING AV FRIKSJONSSVILLEN 59

5.4 NYTTEN AV EN SVILLE MED HØY EGENVEKT 60

5.5 ERFARINGER FRA ARBEIDET 60

6 KONKLUSJON 61

7 VIDERE ARBEID 62

7.1 SVILLEDESIGN 62

7.2 PRODUKSJONSMETODE 62

8 REFERANSER 63

9 LISTE OVER VEDLEGG 65

Figuroversikt

Figur 1. Ballastprofil i skarpe kurver, (Nor, 2017a)..... 3
Figur 2. Svilledesign JBV 54, JBV 97 og NSB 90 8
Figur 3. Forholdet mellom lateral motstand i ballast og svilleforskyvning 15
Figur 4. Kurvatur på skinneprofil ved togpassering..... 17
Figur 5. Forandring av lokasjon for ballast under belastning fra rullende materiell..... 19
Figur 6. Wide-body sville fra Tyskland 1996, (Riessberger, 2014)..... 20
Figur 7. Rammesville fra Østerrike 1999, (Riessberger, 2014) 22
Figur 8. Halv rammesville/hundebein fra USA 2009, (Riessberger, 2014, 2016)..... 23
Figur 9. Rammesville med ekstra blokker fra Østerrike (Graz) 2011, (Riessberger, 2014) 24
Figur 10. Friksjonssville fra Spenncon Rail på Hønefoss, (Løhren, 2015)..... 26
Figur 11. 3D modell, (Hasan, 2017)..... 27
Figur 12. Modell, (Hasan, 2017)..... 28
Figur 13. Spor med Y formet stålsviller, (Liegner, 2004)..... 29
Figur 14. Twin blokk sviller, (Consolis)..... 30
Figur 15. Figur over stegene i hypotetiske deduktiv metode 32
Figur 16. Standard JBV54, JBV54 med friksjonsmønster og målsatt tegning av en vulst 34
Figur 17. 60 E1 skinneprofil 35
Figur 18. Bilde av svilleende på Løhren friksjonssville..... 42
Figur 19. Utforming av toppflate ved skinnesete..... 43
Figur 20. Løhren friksjonssville med Pandrol Fastclip FE befestigelse 46
Figur 21. Friksjonssville test nr. 11..... 48
Figur 22. Friksjonssville test nr. 14..... 50
Figur 23. Friksjonssville test nr. 20..... 52

Tabelloversikt

Tabell 1. Ballastprofil i skarpe kurver, (Nor, 2017a) 2

Tabell 2. Ulike faktorers innvirkning på sidestabiliteten i et spor 6

Tabell 3. Sammenligningsdata JBV60 og Wide-body sville 20

Tabell 4. Tillatt hastighet og maksimal aksellast for overbygningsklasse d (Nor, 2017c) 34

Tabell 5. 60E1 med tilhørende største svilleavstand for overbygningsklasse d (Nor, 2017c) . 34

Tabell 6. Tabell 4.1 i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Betegnelse av eksponeringsklasser 39

Tabell 7. Tabell 4.3 i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Konstruksjonsklasser 39

Tabell 8. Tabell 4.5N i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Miljøkrav..... 40

Tabell 9. Teknisk data Løhren friksjonssville 47

Tabell 10. Teknisk data Friksjonssville test nr. 11..... 49

Tabell 11. Teknisk data Friksjonssville test nr. 14..... 51

Tabell 12. Teknisk data Friksjonssville test nr. 20..... 53

Tabell 13. Friksjonssville test nr. 11 – oversikt krav, kapasiteter og sikkerhetskoeffisient..... 58

Tabell 14. Friksjonssville test nr. 14 – oversikt krav, kapasiteter og sikkerhetskoeffisient..... 58

Tabell 15. Friksjonssville test nr. 20 – oversikt krav, kapasiteter og sikkerhetskoeffisient..... 59

Nomenklatur

a	Svilleavstand
b_{c0}	Bredde på svillens underside ved svillesenter
b_{c1}	Bredde på sville ved vinkelendring i svillesenter
b_{c2}	Bredde på svilletopp i svillesenter
b_{s0}	Bredde på svillens underside ved skinnesete
b_{s1}	Bredde på sville ved vinkelendring ved skinnesete
b_{s2}	Bredde på svilletopp ved skinnesete
c_1	Parameter oppnådd fra eksperimenter
c_2	Parameter oppnådd fra eksperimenter
EI	Sporets stivhet
EI_y	Laterale sidestivheten til hver skinne
F_{rB}	Testlast for maks kapasitet i skinnesete
$F_{rc\ neg}$	Negativ testlast i svillesenter:
$F_{rr\ pos}$	Positiv testlast på skinnesete
$F_{rr\ 0{,}05}$	Positiv testlast på skinnesete (sprekktest)
F_{r0}	Test last på skinnesete
G_c	Gravitasjonssenter for betong i senter sville
G_F	Kraftsenter for forspenning i senter sville
h_{c1}	Høyde opp til vinkelendring ved svillesenter
h_{c2}	Høyde fra vinkelendring til svilletopp ved svillesenter
h_{s1}	Høyde opp til vinkelendring ved skinnesete
h_{s2}	Høyde fra vinkelendring til svilletopp ved skinnesete
H_0	Lateral motstand i ballast
k_{1d}	Dynamisk støtkoeffisient som en følge av eksepsjonell og tilfeldig belastning
k_{1s}	Statistisk støtkoeffisient som en følge av eksepsjonell og tilfeldig belastning

k_{2d}	Dynamisk støtkoeffisient som en følge av ulykkelast
k_{2s}	Statisk støtkoeffisient som en følge av ulykkelast
k_3	Koeffisient for utmattelses test:
L_c	Tilnærmet lengde på svillens senterseksjon
L_{cT}	Avstand på opplegg i testbenk.
L_r	Tilnærmet lengde på skulderseksjon
L_{rT}	Avstand på opplegg i testbenk.
L_T	Totallengde sville
$M_{kc\ neg}$	Negativt karakteristisk bøyemoment ved svillesenter
$M_{kc\ pos}$	Positivt karakteristisk bøyemoment ved svillesenter
$M_{kr\ pos}$	Positivt karakteristisk bøyemoment ved skinnesete
M_{tB}	Maks momentkapasitet
$M_{tc\ neg}$	Negativt bøyemoment som skal testes ved skinnesete
$M_{tr\ pos}$	Positivt bøyemoment som skal testes ved skinnesete
$M_{tr\ 0{,}05}$	Positivt bøyemoment som skap testes ved skinnesete (sprekktest)
n_{vc}	Antall vulster med bredde lik b_{c0}
n_{vs}	Antall vulster med bredde lik b_{s0}
$n_1\ til\ n_6$	Er antall wire for hvert av armeringslagene fra lag 1 til 6
$p_1\ til\ p_6$	Er armeringsposisjon for lag 1 til lag 6
q	Motstanden til ballasten
q_0	Parameter oppnådd fra eksperimenter
w_{b1}	Bredde på vulst i bunn
$\mathrm{w_{b2}}$	Bredde på vulst i topp
w_h	Høyde på vulster
w_s	Tilnærmet vekt av sville inkludert vulster
w_v	Vekt av vulster under sville

y	Svilleforskyvning
β	Konverteringsforhold
ρ_c	Betongens tyngdetetthet

1 Innledning

Tema for denne masteroppgaven er å videreutvikle og optimalisere friksjonssvillen Alf Helge Løhren i samarbeid med Rasmus S. Nordal utviklet gjennom sin doktor ingeniøravhandling i 2001 (Løhren, 2001). Formålet med denne svillen er å øke den laterale forskyvningsmotstanden i jernbanespor gjennom å støpe en fortanning med vulster eller riller i undersiden på en betongsville.

1.1 Bakgrunn

Det har i lang tid vært en utfordring for det norske jernbanenettet at enkelte av de gamle strekningene innehar begrensninger som gjør det umulig å få et kontinuerlig helsveiset spor på deler av strekninger. Begrensningene medfører ulemper for Bane Nor grunnet redusert levetid på sporet, og redusert komfort for de reisende.

Som en følge av resultater fra tidligere utført forskning, har Bane NOR og Spenncon Rail (svilleprodusent) funnet det spennende og nyttig å se nærmere på muligheten for å videreutvikle og optimalisere friksjonssvillen som ble utviklet i 2001. Friksjonssvillen ble utviklet som en følge av at Alf Helge Løhren så på muligheten til å øke sidestabiliteten i jernbanespor der det var små kurveradier. Ved å tilføre det norske jernbanenettet standard betongsviller med vulster i underkant, ville Løhren utvikle et nytt produkt som hadde høyere sidemotstand enn de standard betongsviller som allerede var i bruk.

De resultater Løhren fikk gjennom lab øvelser der han undersøkte en rekke ulike mønstre, konkluderte med at en fortanning som ga tilnærmet en fordobling av sidemotstand sett opp imot standard betongsville uten vulster/fortanning. Friksjonssvillen hadde en vesentlig større lateral forskyvningsmotstand en de eksisterende betongsvillene. Ved å forflytte skjærsonen mellom sville og pukk fra rett i underkant av sville til ned i selve ballasten som er et granulært materiale, ble resultat en dobling av sidemotstanden.

1.2 Hva ønskes løst?

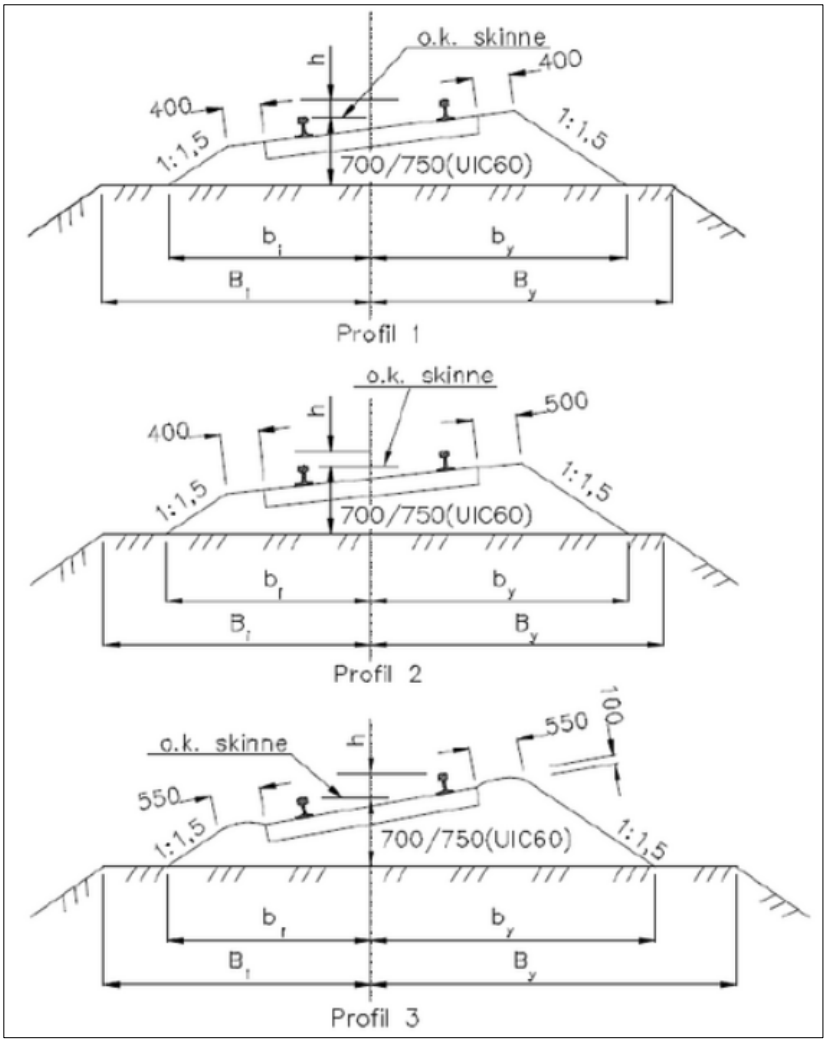
Bane NOR har de siste årene hatt ønske om å bedre sporkvaliteten på en rekke strekninger, men grunnet strenge krav til prosjektering, bygging og vedlikehold er det en del begrensinger som medfører at dette ikke lar seg gjøre. Som nevnt i bakgrunnen for studiet er det for helsveising av spor krav til at kurvene må være minimum 250-300 m avhengig av svilletype. I tillegg til krappe kurver har Bane NOR en annen utfordring, ballastprofilet, dvs. bredden på ballastskulderen utenfor svilleende er stedvis kun 30 cm på eksisterende spor. Når Bane NOR nå ønsker å undersøke mulighetene for å oppgradere overbygningen til overbygningsklasse d,

er det bare betongsville JBV60 med lengde 2,6 m som kan benyttes (Bane NOR, 2018). På mange eldre strekninger er bredden på formasjonsplanet for liten til en så lang sville, noe som ville medført at ballastskulder ble betydelig mindre enn det foreskrevne minimum på 400 mm.

I henhold til Bane NOR sitt tekniske regelverk skal det for standard ballastprofil ved valg av betongsville og helsveiset spor være en ballastskulder på minimum 400 mm på hver side av sporet, så lenge det er snakk om rettlinjer eller kurver større en 400 m. Dersom kurveradien ligger et sted mellom 399-300 m skal ytterkant av ballastskulder være minimum 500 mm i ytterkant og 400 mm i innerkant. Ved de tilfeller der kurveradien ligger mellom 299-250 m, skal ballastskulder være minimum 550 mm på hver side av sporet. Dersom sporradien er mindre en 250 m skal sporet laskes med skinnelengder inntil 30 m som vist i tabell under (Bane NOR, 2017a).

Spor med tresviller	Spor med betongsviller	Helsveiset eller lasket spor med skinnelengder > 30 m.	Lasket spor med skinnelengder inntil 30 m.
Rettlinje og radier > 500 m	Rettlinje og radier > 400 m	Profil 1	Profil 1
Radier 499-400 m	Radier 399-300 m	Profil 2	Profil 1
Radier 399-300 m	Radier 299-250 m	Profil 3	Profil 1
Radier < 300 m	Radier < 250 m	ikke tillatt	Profil 1

Tabell 1. Ballastprofil i skarpe kurver, (Nor, 2017a)



Figur 1. Ballastprofil i skarpe kurver, (Nor, 2017a)

Kombinasjonen av for lite formasjonsplan og for lang sville har medført at Bane NOR nå ønsker å få vurdert en ny sville med lengde på 2,4 m for skinneprofil 60E1. Svillens bredde kan gjøres noe bredere enn standardsville JBV60, og det er et ønske om at svillen skal ha samme vekt eller høyere enn JBV60 mtp. sidestabiliteten. Prinsippet for økt sidestabilitet fra friksjonssvillen ønskes ivaretatt for å sikre en forbedret lateral sidestabilitet. I designet til den nye svillen er det ønske om å få inkludert en løsning som muliggjør det å øke sporvidden i kurver med små radier.

1.3 Hvorfor behov for økt sidestabilitet?

Frem til 1960-tallet var det vanlig med laskete jernbanespor i Norge. Som en følge av teknisk utvikling ble det mulig å helsveise spor. Med helsveiset spor menes et spor der skinnelengden er så lang at det oppstår spenninger som en følge av at temperaturen låses inne og ikke gir mulighet for skinnen til å utvide seg. Skinneprofilene ble gjort større og skinnefestene ble gjort fjærende. Svillenes design ble endret og optimalisert, mindre svilleavstand, større

ballastprofil og overgang til pukk som ballast var blant hovedårsakene til at det nå ble mulig å helsveise sporet. Alle de nevnte faktorene var med på å gi sporet økt rammestivhet og forbedret sidestabilitet, men med den nye kunnskapen ble vi dessverre ikke kvitt alle utfordringer(Løhren, 2001).

Frem til 1960 ble skinnene lasket sammen i skjøtene. Dette var for å hindre lateral utknekking av sporet, også kalt "solslyng". Skjøtene var med på å gi såkalt varmerom som ga plass til skinnenes bevegelse i lengderetning som en følge av temperaturendringer. Lasket spor var i midlertid kostnadsmessig dyrt å vedlikeholde og ga stor slitasje på det rullende materiell. Det kan også nevnes at komforten for de reisende ble begrenset som en følge av det rullende materiellets slag mot skjøtene (Løhren, 2001).

Allerede på 1920- og 1930-tallet vokste det frem et ønske og behov for å få fjernet skinneskjøtene blant de ulike jernbaneforvaltninger i verden. Årsaken til dette var for å bedre reisekomforten, øke skinnenes levetid, samt og redusere den store slitasjen på overbygningskonstruksjonen og rullende materiell. De første helsveisede strekningene ble bygget i Europa allerede på 1930 tallet, mens det i Norge først ble vanlig med helsveiset spor på 1960 tallet (Løhren, 2001).

I dag har alle hovedbaner i landet helsveiset spor, men på sidebaner og underordnede spor på stasjoner er det fremdeles mest bruk av lasket skinnegang. Til tross for at vi i dag sier at alle hovedbaner her til lands innehar helsveiset spor, er ikke dette 100 % korrekt. Eldre sportraseer som ofte ble bygget med begrensede midler kunne ofte inneha smalere sporvidde, krappe kurver og formasjonsplan som ikke var bredere en høyest nødvendig. Ved utbedring av enkelte av disse traseene i nyere tid har det ikke blitt gjort nevneverdige kurveutrettinger og/eller utvidelser av formasjonsplanet, noe som har medført at deler av sporet fremdeles er lasket (Løhren, 2001).

For å opprettholde sikkerheten mot uønskede sidebevegelser i sporet er det satt strenge kriterier i regelverket for prosjektering, bygging og vedlikehold av sporet. Ved helsveising av spor er det ikke tillatt å sveise ved kurveradier mindre en 250 m for betongsviller og 300 m for tresviller (Bane NOR, 2014). De strenge kravene er satt på bakgrunn av sporets begrensede evne til å fange opp/motstå de høye skinnespenningene som kan oppstå i små kurver som en følge av de laterale kraftkomponentene vi får fra temperaturforandringer og rullende materiell.

Som nevnt over er det ikke alle deler av dagens hovedspor som lar seg helsveise. Der det er

kurver under kriteriene for det helsveisede sporet har det vist seg at kostnadene ved både drift og installasjon er større en hva de er på resten av sporet. Sporbyggingen er dyrere som en følge av at seksjonene som monteres er kortere og innehar flere skjøter, samt at det driftsmessig er dyrere å vedlikeholde alle skjøter enn i et kontinuerlig spor.

For å bedre sporkvaliteten der det i dag er små kurveradier, dvs. radier mindre en 300 m, vil den optimale løsningen være kurveretting. Ved en kurveretting vil det være grunnlag for både slakere kurver og utvidelse av formasjonsplan, noe som reduserer de laterale kraftkomponentene og øker sidestabiliteten sterkt. Dessverre er dette en kostbar løsning som krever store investeringer, noe som medfører at det er et stort behov for alternative forbedringer.

1.4 Mål med arbeidet

Oppgaven har som formål å videreutvikle og optimalisere friksjonssvillen (Løhren, 2001). Friksjonssvillen skal designes slik at den dekker de kriterier som stilles fra Bane Nor og TSI hva gjelder geometri og bæreegenskaper. For å oppfylle kriteriene vil målet med arbeidet i denne oppgaven være å optimere designet. Det innebærer at faktorer som har effekt på svillens egenskaper vil bli gjennomgått for å få et produkt som egner seg best mulig for behovet til Bane NOR. Videre vil friksjonsmønsteret som viste seg å gi det beste resultatet i forskningsarbeidet bli benyttet på undersiden av svillen. Ved å gjøre disse grepene vil vi få en ny sville som gjør det mulig å oppgradere overbygningen til overbygningsklasse d (Bane NOR, 2018) på enkelte eksisterende baner der vi i dag har manglende bredde på formasjonsplanet.

1.5 Optimering av design

Det er en rekke faktorer som har innvirkning på sidestabiliteten i et jernbanespor. Nedenfor er det tatt med en tabell over faktorer som innvirker på sidemotstanden (Dogneton, 1978).

Faktorer som innvirker på sidemotstanden	Innvirkning på sidemotstanden				
	Veldig god	God	Lite eller ingen	Dårlig	Veldig dårlig
Sville vekt (betong sville)		x			
Sville bredde		x			
Sville høyde	x				
Sville lengde		x			
Toblokksviller	x				
Friksjon på undersiden av svillen	x[1)]	x			
Svilleanker	x				
Økning av kornstørrelsen i ballasten		x			
Tilsetninger i ballasten		x			
Forhøyning på ballastskulderen	x				
Økt bredde på ballastskulderen		(x)	x		
Økt tykkelse på ballasten under svillen			x		
Økt tykkelse på ballasten over svilleunderkant	x				
Sville avstand		(x)	x		
Horisontalt treghetsmoment i skinnen		x			
Befestigelsens klemkraft (skinnestigens stivhet)		(x)	x		
Løfting av sporet / ballastrensing					x
Manuell pakking					x
Maskinell pakking				x	
Komprimering av ballasten	x				
Kjørehastighet (økende)			x		
Belastet spor		x			
Stigende temperatur			x		

Tabell 2. Ulike faktorers innvirkning på sidestabiliteten i et spor

1)Belastet spor

(x) Vurdering (Løhren, 2001)

Da denne oppgaven har til hensikt å videreutvikle og optimalisere friksjonssvillen iht. de kriterier som stilles i kapittel 3.2, vil vi samtidig ha mulighet til å få positiv effekt av 5 av faktorene i tabell 2, henholdsvis svillens vekt, bredde, høyde, lengde og mønsteret i underkant av svillen.

Svillens vekt

Svillens egenvekt er en viktig faktor for å øke sporets laterale motstand. Om en ser på to sviller med samme geometri og ulike densitet, vil svillen med høyest densitet være tyngre å forflytte enn den lettere svillen. Dvs. at en tyngre sville vil bidra med større sidemotstand enn en lettere sville.

Svillens bredde og høyde.

Svillens bredde vil ha en innvirkning på kontaktflaten mellom ballast og sville. Ballastskulderens passive motstand er det effektive arealet mellom svillens endeflate og ballasten. Dette arealet er relatert til svillens design i form av høyden og bredden på svilleende. Det effektive arealet kan økes ved tilføre svillen detaljer som øker kontaktflaten mot ballasten, som f.eks. friksjonsmønster. En utvidelse av svillens bredde fra 150 mm til 300 mm har vist seg å kunne øke ballastskulderens passive motstand med så mye som 40 % (Selig, Yoo og Panuccio, 1982).

Svillens lengde

En økt svillelengde fra Tysklands føderale statsbaner Deutsche Bahn (DB) har vist at sidemotstanden kan øke fra 15 – 20 % ved å øke svillelengden fra 2,4 m til 2,6 m.

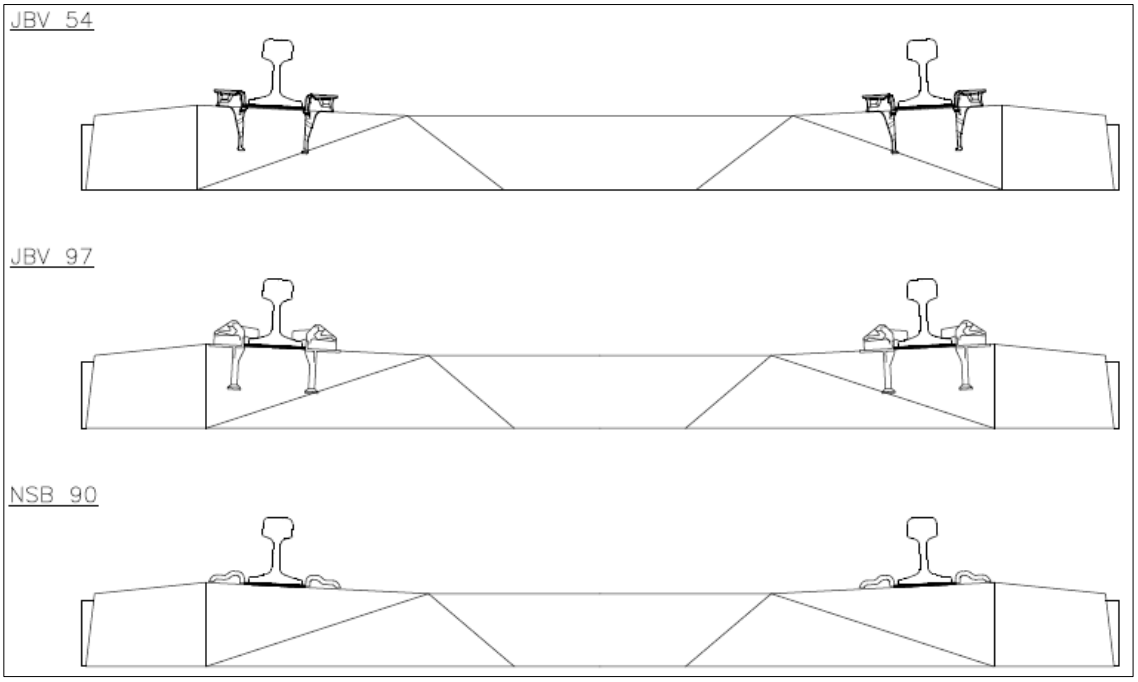
Friksjon på undersiden av svillen

Mønsteret/vulstene på undersiden av friksjonssvillen utnytter den høye interne friksjonen som er å finne mellom undersiden av svillene og ballasten. Undersøkelser har vist at ballastpartiklene tvinges opp mellom vulstene i friksjonssvillen under belastning av rullende materiell, samt pakking og vibrering av ballast. Så snart ballasten har funnet sin posisjon mellom vulstene på svillen, bidrar ballasten til en effektiv fiksering av svillen i ballastprofilet. Dvs. at i et kontinuerlig lag av ballast som holdes på plass delvis av vulstene til svillen, vil vulstene bidra til å forskyve skjærsonen mellom sville og ballast lenger ned i ballasten. Med en skjærsone som ligger lenger ned i ballastlaget bedres motstanden mot lateral bevegelse av sville (Lim, 2003; Zakeri, 2012).

I forskningsarbeidet til Alf Helge Løhren og Rasmus S. Nordal ble det støpt 16 ulike frikjsonsflater med forskjellige mønstre og former. Det ble brukt fortanning med ulike vulstvinkler, vulsthøyder og avstand mellom vulstene, knaster, “sagblad“ og innstøpte pukksteiner. En plate var også slett som standardsvillenes underside. Alle friksjonsplatene ble testet i forsøksriggen med tre statiske belastningsnivåer (Løhren, 2001).

De beste resultatene ble oppnådd ved et grovt fortanningsmønster på 75° med hhv. 30 mm og 60 mm høye vulster. Vulstene viste seg å kunne gi 3 – 3,3 ganger så stor sidemotstand som dagens JBV 54 (Løhren, 2001). Grunnet faren for avskalling av vulster under håndtering og i sporet, falt valget ned på bruk av kun 30 mm høye vulster ved test i spor. I Tresakurven mellom Koppang og Atna på Rørosbanen ble det i 2004 lagt ut 180 stk. JBV 97F. Dvs. JBV 97 med friksjonsmønster.

JBV54, JBV 97 og NSB 90 er alle 2,4m lange sviller med en egenvekt på ca. 230 kg, der forskjellen ligger i befestigelsen. JBV 54 innehar Pandrol Fastclip FE befestigelse, JBV 97 innehar Pandrol Fastclip FC befestigelse, og NSB 90 innehar Pandrol SK3106 befestigelse også kalt svanebøyle.



Figur 2. Svilledesign JBV 54, JBV 97 og NSB 90

Som et resultat av gjennomgangen over vil det bli sett nærmere på de faktorer det er mulig å korrigere for å bedre sidestabiliteten til den nye friksjonssvillen. Ettersom Bane NOR ønsker å beholde friksjonsmønsteret som er testet i Tresakurven, og svillens lengde er gitt. Vil det i utarbeidelsen av en ny og optimert friksjonssville bli sett nærmere på svillens høyde, vekt og tyngde.

2 Teori og litteraturstudie

I dette kapittelet er det fokusert på å få oversikt over kunnskapen som eksisterer for krefter som opptrer i helsveiset jernbanespor, årsaken til behovet for en sville med økt sidestabilitet og hvilke løsninger som eksisterer for tilsvarende problematikk. Ved litteratursøk som tar for seg "problematikken" og evt. løsninger, er det tydelig at dette er et problem på internasjonal basis. Samtidig er det merkverdig lite forskning som er utført på området, noe som gjør det utfordrende å finne gode forskningsartikler å bygge videre på. En av de store utfordringene for tematikken er at det er helt tydelig flere som har jobbet mye med løsninger som vil bedre sidestabiliteten til jernbanesporet, men det er dessverre vanskelig, om ikke umulig, å finne gode sammenligningsdata for å se hvilke løsninger som gir de beste resultatene. Det er derfor i siste del av kapittelet gjort en kartlegging av de ulike løsninger som eksisterer, samt at er gjort en kort oppsummering av det som oppfattes som fordeler og ulemper med de ulike løsningene.

2.1 Struktur og inndeling av litteraturstudiet.

For å finne relevante kilder som kunne studeres nærmere, ble det fokusert på søk som tar for seg overbygningskomponenter og lateral stabilitet i overbygning.

Basert på avgrensingene ble det brukt forskjellige verktøy for å få tilgang til relevant litteratur. Bane NORs tekniske regelverk, NTNU`s anbefalte kildesystemer og internett ble benyttet. Underveis i søkeprosessene har det blitt mottatt referanselitteratur fra kollegaer, kontaktpersoner i Bane NOR og fra veiledere. Som en følge av at flere av litteraturkildene inneholder referanselister, har det vært stor nytte av dette for videre søk etter relevant litteratur.

Søkeverktøy for relevant litteratur har vært: Bane NOR`s tekniske regelverk, Oria, Google Scholar, Brage og Web of science. I disse verktøyene følgende søkeord blitt benyttett enten alene eller i kombinasjon: aksialkrefter, ballast, continuous, CWR, frame, frictionh, helsveist spor, krefter, lateral, railway, resistance, stability, shoulder, sidestabilitet, sliding, sleeper, små kurveradier, track og welded rail

2.2 Krefter i helsveist jernbanespor

Det helsveisede sporet som ble introdusert i Norge på 1950 og 60 tallet har gitt en stor sporteknisk forbedring i form av at slitasje på både spor og rullende materiell er vesentlig redusert sett opp i mot det laskede sporet som ble benyttet før i tiden. Dessverre har ikke denne introduksjonen bare medført positive resultater. Som en følge av helsveising har det

blitt innført endrede problemstillinger som kan føre til alvorlige sikkerhetsrisikoer dersom de ikke håndteres på korrekt vis. I all hovedsak knytter problematikken seg til de store aksialkreftene som låses inne i skinneprofilene som ligger i sporet. Kreftene kan være så store at det om vinteren er fare for skinnebrudd, eller at det er fare for solslyng i sommerhalvåret (Bane NOR, 2015).

Kreftene i jernbanesporet oppstår både på grunn av ytre belastning fra rullende materiell, og indre spenninger i skinneprofilen som følge av temperaturendringer. I tillegg til dette finnes det egenspenninger i skinneprofilene som følge av valseprosessen i stålverket, men disse spenningene har størst betydning i forbindelse med utmatting av skinner (Løhren, 2001).

Rullende materiell har en rekke belastningstilfeller på sporet. Det rullende materiellet tilfører sporet krefter vertikalt i form av aksellast, lateralt i form av føringskrefter, og longitudinalt i form av bremse og akselerasjonskrefter. Størrelsen på de ytre kreftene som belaster sporet skyldes primært aksellasten, hastigheten og sporgeometrien. De indre temperaturkreftene er longitudinale, men de kan få både vertikale og laterale komponenter avhengig av vertikal- og horisontalgeometrien i sporet (Løhren, 2001; Sørlie, 2008).

De vertikale kreftene som påføres sporet setter krav til dimensjoneringen av overbygningskomponentene og bæreevnen i underbygningen. Ved gjennomkjøring av en kurve vil det rullende materiellet påføre sporet krefter avhengig av sporgeometrien, og hastigheten på det rullende materiellet. Overhøyden som konstrueres i kurver, medfører at hjultrykket forandres i kurven på grunn av sentrifugalkraften. Det vil si at i et tilfelle der egenvekten er likt fordelt på hjulsettet vil en ved en hastighet større enn likevektshastighet se at ytterstreng påføres den største kraften, mens en ved en hastighet mindre enn likevektshastighet vil se at innerstreng får størst belastning. De laterale kreftene fra det rullende materiellet som påføres sporet, er størst i skarpe kurver, men de er også tilstede på rettlinjer og i slakke kurver. Under fremføring av rullende materiell på rettlinje beveger det rullende materiellet seg i en kontinuerlig sinuskurve grunnet konisiteten på hjulene og helningen på skinneprofilene. Sammen jobber hjulet og skinnen hele tiden for å sentrere hjulakselen i forhold til sporetes senterlinje. Denne bevegelsen medfører vanligvis ingen berøring mellom hjulets flens, og skinneprofil. I tilfeller der hjulbanen slites og konisiteten forandres, eller slitasjen på skinnehodet medfører at kontaktpunktet mellom hjul og skinne endres, vil det være fare for tvangsstyring av hjulakselen spesielt i kurver. På rettlinje kan slitt hjulprofil, endret skinnhelning og/eller trangt spor medføre sidesleng eller mer kastende gange i vognene (hunting). Både tvangsstyring og sidesleng i vognene kan gi betydelige

sidekrefter i sporet (Løhren, 2001).

De siste kreftene som påføres et jernbanespor fra rullende materiell er bremse- og akselerasjonskrefter. Bremsekraften påføres sporet fra hele togsettet, mens akselerasjonskraften fungerer som en adhesjonskraft mellom drivhjul på lokomotivet og skinne, eller en annen drivenhet i toget. Akselerasjon og bremsing av rullende materiell kan i mange tilfeller medføre bevegelse i overbygningskomponentene. De stedene vi oftest ser bevegelse er mellom skinnefeste og skinne, eller mellom sville og ballast. I tilfellet med bevegelse mellom skinne og skinnefeste skyldes bevegelsen manglende styrke i festesystemet til å oppta kreftene, noe som kan medføre skinnevandring og økte spenninger i skinneprofilen. For tilfellet med bevegelse mellom ballast og sville er årsaken som oftest manglende skjærmotstand i ballasten. Dette kan i verste fall medføre forskyvning av svillene eller skjeve sviller, noe som gir nedsatt sporstabilitet (Esveld, 1989; Løhren, 2001).

De indre kreftene i det helsveisede sporet kan kategoriseres som aksialkrefter. Aksialkrefter i skinneprofiler kan forårsakes av følgende faktorer:

- Endringer i skinneprofilens temperatur
- Sporets evne til forflytning i horisontalplanet
- Skinnevandring

Skinnetemperaturen har en direkte påvirkning på de temperaturinduserte kreftene i et helsveiset spor. Under helsveising skal skinnene som sveises være spenningsfrie, noe som oppnås ved 21 °C ± 3 °C. Riktignok er denne temperaturen noe høyere enn middeltemperaturen som ligger mellom høyeste og laveste påregnelige skinnetemperatur i sporet, men dette gjøres som en sikkerhet for å redusere de maksimale trykkspenningene i skinnene, og er derved også med å redusere faren for solslyng.

I Norge kan skinnetemperaturen variere mellom -40 °C og +55 °C og noen ganger høyere. Differansen fra nøytraltemperaturen kan således variere med hhv. -64 °C og +37 °C. Grunnen til at nøytraltemperaturen ikke er satt slik at vi får temperaturer som er like store på pluss og minussiden, er at sporet tåler vesentlig større strekkrefter enn trykkrefter. Konsekvensen av for store trykkspenninger er som nevnt tidligere solslyng, mens konsekvensen ved for store strekkspenninger er skinnebrudd. Konsekvensen i begge tilfeller er stor i form av avsporing, men sannsynligheten for en avsporing ved solslyng er vesentlig større enn ved et skinnebrudd (Sørlie, 2008).

Sideforflytning av sporet i kurver innebærer en forflytning av sporet i horisontalplanet. Det vil

forandre lengden av skinneprofilene i det partiet som blir flyttet. En slik forflytning medfører at skinnene enten blir strukket eller trykket sammen. Ved en forflytning innover i kurven vil skinneprofilen forkortes noe som innebærer at nøytraltemperaturen senkes. Om det motsatte skjer, at kurven flyttes utover vil nøytraltemperaturen heves. Begge tilfeller vil medføre at sporet er mer sårbart for temperatursvingninger hhv. sommer og vinter (Bane NOR, 2015).

Aksialkrefter fra skinnevandring skyldes som oftest akselerasjon og bremsing av rullende materiell. Kreftene overføres da fra det rullende materiellet til skinnene, og utjevnes vanligvis etter at det rullende materiellet har passert. Innimellom oppleves det en lengdeforskyvning av skinnene i etterkant som ikke utjevnes. Dette medfører at nøytraltemperaturen endres for skinnene i det belastede området, og at sporet er mer sårbart for temperaturendringer.

Tester fra USA har vist at det ved tilfeller etter akselerasjon og bremsing kan overføres opp til 45 kN med restkrefter til skinnene etter at toget har passert. Riktignok gjelder testene fra USA med godstog som er tyngre enn i Norge, men vi vil nok kunne gjenspeile resultatene også her. For å motvirke skinnevandringen er de beste tiltakene befestigelse og ballast med god lengdeforskyvningsmotstand (Bane NOR, 2015).

2.3 Årsak til behovet for sville med økt sidestabilitet

Om vi tar for oss jernbanehistorien i Norge, så var vi land nr. 13 i verden som fikk jernbane. Det første sporet her til lands ble bygget mellom Eidsvoll og Oslo allerede i 1854. Sporet ble bygget med sporvidde 1435 mm, mens mange av de senere banene ble bygget med datidens sporvidde på 1067 mm, som er det vi i dag kaller et smalspor. Smalspor var en lang periode hovedsporvidden her til lands, og ble valgt som en følge av at det var teknisk lettere og billigere å bygge. Gjennom årenes løp har vi i Norge hatt 4 ulike sporvidder (Wisting, 2018, 2016):

- Normalsporet (1435 mm) som er sporvidden som benyttes på jernbanenettet i dag
- Smalsporet (1067 mm) som var hovedsporvidden fra midten til slutten av 1800 tallet
- Spesialvidden (1000 mm) som ble benyttet på Thamhavsbanen som var en elektrisk gruvebane i Sør-Trøndelag og på sporveien i Trondheim
- Spesialvidden (750 mm) som ble benyttet på Aurskog-Hølandsbanen (1896) og Nesttun-Osbanen (1894)

Etter hvert som årene gikk ble en rekke av de tidligere smalsporbanene en del av den nasjonale jernbanen, noe som medførte at sporvidden ble utvidet til normalspor på 1435 mm.

Fordelen med den økte sporvidden var at sporene fikk økt transportkapasitet (Wisting, 2016).

Trasevalg og sporbygging utført på 1800 og tidlig 1900 tallet har medført at kurveradien en rekke steder er langt krappere en de nødvendig 250 m som kreves for å helsveise sporet. Vi har derfor en rekke strekninger der kurvene fremdeles har måttet bli lasket som en følge av at sporkreftene vil bli for store.

Et eksempel på en bane med utfordringer knyttet til kurvatur er Rørosbanen med sine 75 kurver med radius mindre enn 300 m, og en minste kurveradius på 180 m. For at dette sporet skal kunne helsveises må de krappeste kurvene gjennom en kurveutretting, samt at en del av kurvene kan forbedres med løsninger som øker sidemotstanden.

Om en tar for seg de kurvene som må korrigeres med en kurveutretting, så er dette en meget kostbar affære som innebærer både ny underbygning og overbygning. Dette er helt klart den mest effektive metoden for å redusere de laterale kraftkomponentene som oppstår i et jernbanespor, men det er dessverre meget kostbart (Løhren, 2001).

For kurvene som er på grensen av det tillatte i det tekniske regelverket til Bane NOR hva gjelder kurvatur og helsveising, er det i utgangspunktet noen enkle grep som kan gjøres for å bedre sidestabiliteten. Dersom kurvene har en radius større eller lik de nødvendige 250 m, så kan sporet helsveises så lenge resten av kriteriene er oppfylt, dvs. betongsvilledekke og at kravene til ballastprofilet må oppfylles iht. figur (ballastprofil). For flere av kurvene her til lands er det dessverre ikke mulig å oppnå det nødvendige ballastprofilet som tillater helsveising. Formasjonsplanet er en rekke steder så smalt at en etter svillebytte sitter igjen med ballastskulder mindre enn de foreskrevne 400 mm. Om en i tillegg ønsker å oppgradere sporet med større og tyngre sviller, så vil ballastskulderen blir redusert med ytterligere 100 mm på hver side. Det må derfor sees på alternativer som gir tilstrekkelig sidestabilitet til sporet.

Som vist i tabell 2 innledningsvis er det en rekke faktorer som har innvirkning på sidemotstanden, men så lenge mulighetene til å korrigere designet på ballastprofilet er begrenset er det pr. nå kun svillen som kan forbedres for å få gode innvirkninger på sidemotstanden. Som en følge av dette har vi i dag behov for en sville med økt sidemotstand.

2.4 Hvorfor friksjonssville

Bakgrunnen for friksjonssvillen var i utgangspunktet en vurdering av de faktorene som har betydning for sidestabiliteten, og alle kurvene som ikke lar seg helsveise som en følge av små kurveradier. Svillen ble utformet med en fortanning på undersiden, som skulle bedre festet

mot ballasten. Tanken var og er at fortanningen gir en økt motstand mot sideforskyvning og dermed en økt motstand mot solslyng, spesielt i kurver med små radier under 300 m. Videre skulle friksjonssvillen kunne forbedre sikkerheten mot laterale bevegelser i sporet der dette er et problem, samt at tidsrommet med hastighetsnedsettelse etter korrigerende arbeider i sporet skulle kunne reduseres som en følge av den bedrede sideforskyvningsmotstanden (Løhren, 2001).

2.5 Hvilken kunnskap eksisterer

Bestemmelse av lateral motstand i et jernbanespor er et av hovedpunktene for sikkerhet og stabilitet i et jernbanespor. Som beskrevet i avsnitt 1.5 er det en rekke ulike faktorer som innvirker på sidemotstanden til sporet, og av disse er det helt tydelig at svilledesign og utforming av ballast har en viktig innvirkning.

En rekke ulike studier har blitt utført for å øke kunnskapen om jernbanesporet og dets egenskaper. Hovedformålet med en rekke av disse studiene har vært å kartlegge stabiliteten til sporet mot de langsgående kreftene grunnet temperaturutvikling. De fleste av disse studiene er tidligere gjort i et jernbanespor med helt vanlig ballastprofil og konvensjonelle jernbanesviller i betong. Resultatene fra en rekke av studiene var at sidestabiliteten var tilstrekkelig for rettpartiene så lenge det helsveisede sporet hadde forventet størrelse/mengde ballastskulder. Derimot viste studiene at det var behov for økt ballastskulder i kurvene for å kunne stå imot de store kreftene (Zakeri, 2012).

2.5.1 Ballastens laterale motstand

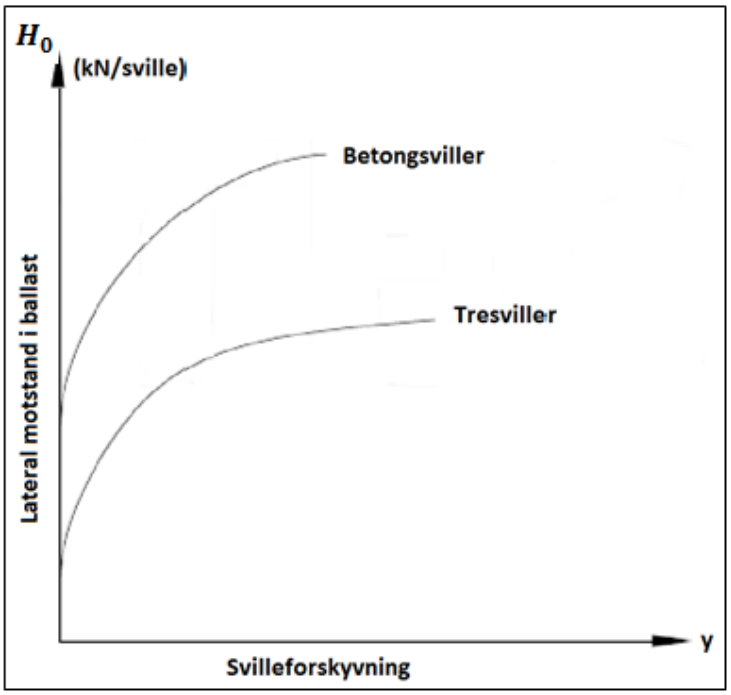
Lateral motstand i ballast er en av de viktigste faktorene for å forhindre ekspansjon og utbøying av sporet. I følge testresultater er det kjent at sporets totale sidemotstand er fordelt som følger (Zakeri, 2012):

- Ballast 55 %
- Skinner 35 %
- Befestigelse 10 %

I et normalt konsolidert spor er det vanlig å regne med en ballastmotstand på 7 – 10 kN/m pr. skinnestreng dersom det benyttes god befestigelse. Til tross for dette, kan variasjonene av motstanden i virkeligheten være meget stor. F.eks. kan et nyjustert spor ha langt lavere ballastmotstand enn et “satt“ spor med frossen ballast, i slike tilfeller kan ballastmotstanden være på opptil 15 – 20 kN/m pr. skinnestreng. Forskyvningsmotstanden i moderne

befestigelsessystemer er typisk 10 – 15 kN pr. festepunkt, noe som gir en total motstand på 17 – 25 kN/m ved en svilleavstand på 60 cm (Bane NOR, 2015).

For å få en optimal sidestabilitet i sporet bør ballastprofilet som benyttes ved helsveising av spor være godt konstruert og komprimert i samsvar med de standarder som kreves.



Figur 3. Forholdet mellom lateral motstand i ballast og svilleforskyvning

I en test av lateral motstand i ballast, måles i utgangspunktet bare motstanden av en sville. Ballastmotstanden mot bevegelse fra en sville er vist ved H_0. Eksperiment viser at H_0 har et ikke-lineært forhold til lateral forskyvning av sviller.

Som vist i figur 3, øker H_0 i utgangspunktet når svilleforskyvningen y øker. Men når den laterale forskyvningen når et visst nivå, vil ikke ballastens motstand øke, men forbli på et konstant nivå. Om det skulle oppstå ytterligere forskyvning, vil ballastprofilet gi etter (Zakeri, 2012).

Ballastenes friksjonsegenskaper gjennom pukksteinens overflatestruktur har stor betydning for sporets sidestabilitet. Som et friksjonsmateriale kan pukk tåle betydelige trykkspenninger pga. relativ stor trykkstyrke fra kornene, og dette har betydning for materialets stabilitet. Gjennom laboratorieprøver har enkelte resultater vist at en ruere overflate kan gi større friksjonsvinkel og skjærstyrke til materialet(Løhren, 2001).

Steinmaterialets størrelse, form, ruhet, hardhet og kornfordeling er alle faktorer som har en viktig innvirkning på ballastenes sidemotstand i sporet. Gjennom årens løp har god ballast

vært karakterisert som pukk av hard og knust sprengstein med kantet kornform, ensgradert og fri for forurensning fra støv eller annet. Til tross for dette er det ingen klar enighet om hva som er det optimale hva gjelder de ulike faktorene. Undersøkelser gjennomført av UIC (L`Union Internationale des Chemins de Fer) konkluderer med følgende:

- største sidemotstanden oppnås gjennom kubisk steinform
- økende kornstørrelse gir økt sidestabilitet
- Høyest sidemotstand oppnås med knust sprengstein (pukk)
- Formen og størrelsen på ballasten har mer å si for sidestabiliteten i spor med toblokksviller, enn i spor med monoblokksviller

Undersøkelsene fra UIC resulterte i funn som sa at kubisk formet pukk med kornfordeling mellom 25 – 65 mm er det optimale for sidestabiliteten i sporet (Løhren, 2001).

Den laterale motstanden fra ballasten avhenger av svillens vekt, størrelse, form og dimensjon på tverrsnitt, samt aggregasjon av ballast og årlig belastning fra rullende materiell.

Motstanden til ballasten er vanligvis uttrykt som enhetslengden av sporet. Hvis den er representert som q, så er:

$$q = \frac{H_0}{a}\ (N/cm) \qquad (1)$$

Der a er svilleavstanden.

Som nevnt over, kan verdien av q bestemmes ved sideforskyvningen av svillene. Forholdet mellom kraften og sideforskyvningen er som følger:

$$q = q_0 - c_1 y + c_2 y^n \qquad (2)$$

Der y er lateral forskyvning av sporet og $q_0, c_1, c_2, n < 1$ er parametere oppnådd fra eksperimenter. For eksempel, etter implementering av flere tester i Kina, ble følgende relasjoner presentert for lateral motstand i ballast

For tresviller på ballast:

Ballastskulder lik 30 cm:

$$q = 12{,}2 - 201{,}9y + 255{,}8y^{\frac{2}{3}} \qquad (3)$$

Ballastskulder lik 40 cm:

$$q = 12{,}2 - 201{,}7y + 290{,}1y^{\frac{2}{3}} \qquad (4)$$

For betongsviller på ballast:

Ballastskulder lik 30 cm:

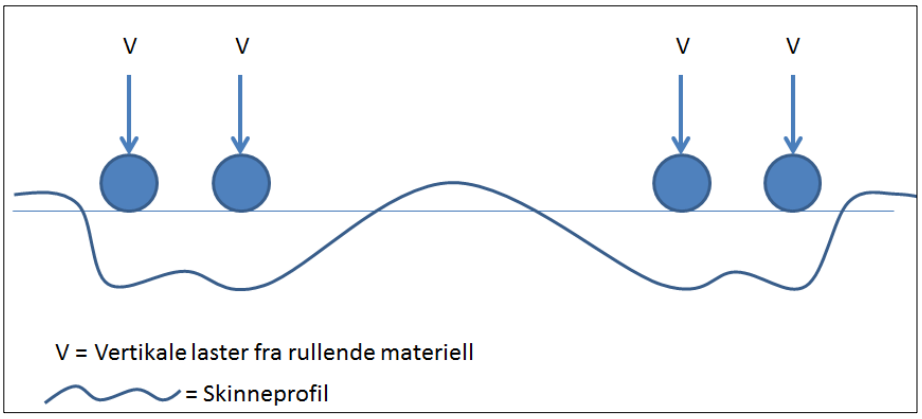
$$q = 13{,}7 - 388{,}1y + 511{,}6y^{\frac{2}{3}} \qquad (5)$$

Ballastskulder lik 40 cm:

$$q = 14{,}7 - 435{,}1y + 571{,}3y^{\frac{2}{3}} \qquad (6)$$

Det kan nevnes at den laterale motstanden gitt av svillene varierer avhengig av type sville og de dynamiske effektene fra det rullende materiell. Dette skyldes den positive kurvaturen på skinnen (oppløft, løftebølge) som skapes i fremkant av et togsett, mens det samtidig dannes en tilsvarende negativ kurvatur i skinnen (nedbøyning) under enkelt aksler eller boggier. Den laterale motstanden reduseres som en følge av at kontakten mellom sville og ballast i fremkant og bakkant av togsett, samt mellom to boggier reduseres som en følge av at sporet/skinnestigen løftes.

- Positiv kurvatur – strekk i overkant av skinneprofil som en følge av løft av skinneprofilen
- Negativ kurvatur – strekk i underkant av skinneprofil (skinnefot) som en følge av belastning som medfører at skinneprofilen presses fysisk ned



Figur 4. Kurvatur på skinneprofil ved togpassering

Økt stivhet av sporet (EI) er også en parameter som reduserer deformasjonen av det fleksible sporet, noe som er nødvendig for å forhindre lateral spordeformasjon. Motstanden kommer fra to kilder, henholdsvis lateral bøyestivhet i skinneprofiler og torsjonstivhet fra befestigelsen. Torsjonsstivheten i befestigelsen er avhengig av type sville og befestigelse, fjæras klemkraft og den relative rotasjonen mellom sville og skinne. Den laterale stivheten av sporet kan oppnås som følger (Zakeri, 2012):

$$EI = \beta EI_y \quad (7)$$

Hvor EI_y er den laterale sidestivheten til hver skinne.

I denne funksjonen er β konverteringsforholdet. For tresviller er verdien av torsjonsstivheten mellom skinne og sville $\beta = 2$, dette til tross for at torsjonsstivheten av festemidler er betraktet å være lik 0 (Zakeri, 2012).

2.5.2 Motstand mellom ballast og sville i ballastprofil

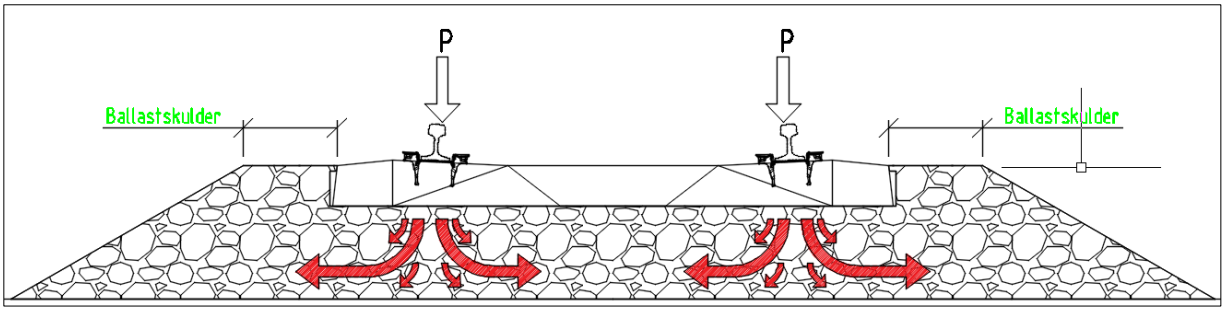
Motstanden som forhindrer forskyvning av svillene i lengderetningen er gitt av ballasten, og kan bergenes ut ifra motstanden for hver enkelt sville, eller motstanden pr. meter spor. Ballastmotstanden avhenger av graderingen til ballasten, ballastkvaliteten, pakkekvaliteten og tyngden av sporet. Motstanden i ballasten vil øke samtidig som forskyvningen til svillene øker. Etter en viss forflytning av svillene vil ballasten mellom svillene gi etter, og motstanden vil ikke lenger øke. Vanligvis settes forflytningen av svillene i ballasten til 2 mm ved beregning av motstand.

Det bør bemerkes at motstanden av ballasten i sporet ikke alltid er lik. Derfor bør det gjøres feltundersøkelser om det skulle være nødvendig å gjøre beregninger av ballastmotstanden i et punkt på en strekning. Operasjoner som krever vedlikehold av sporet kan medføre forflytning av partikler/pukksteiner som medfører at motstanden til ballasten reduseres, noe som vil kompenseres av lasten fra det rullende materiell.

I sporet vil motstanden mellom ballast og sville være gitt ut ifra den relative bevegelsen mellom sville og ballast. (Zakeri, 2012)

2.5.3 Motstand fra ballastskuldre

Den øverste delen av ballasten som ligger mellom svillens ende og der ballastprofilets helning starter, er det som er kjent som ballastskulder. Den skal forhindre lateral bevegelse av svillene og er viktig for å sikre sporets laterale stivhet. En god metode for å øke sporets laterale sidemotstand er gjennom å øke bredden av ballastskulderen, og ballasten mellom svillene. I tillegg til å redusere risikoen for sideforskyvning, vil ballastskulderen redusere forringelsen av sporet og holde vedlikeholdskostnadene nede. Årsaken til redusert forringelse og redusert vedlikeholdsbehov skyldes forflytningen av pukksteiner fra områder direkte under skinnesete med mye spenning, til områder med mindre spenning. Som en følge av denne forflytningen reduseres nedknusningen/forringelsen av ballasten.



Figur 5. Forandring av lokasjon for ballast under belastning fra rullende materiell.

Teorien om at økt ballastskulder gir større motstand mot bevegelse mellom partiklene i ballasten, er testet på et spor i Colorado i USA. Resultatene fra testen bekreftet teorien om at sikkerheten mot spordeformasjon økes, samt at økt størrelse på balastskulder har en god effekt på vedlikeholdskostnaden og forringelsen av sporet (Zakeri, 2012).

2.6 Hvilke løsninger eksisterer for tilsvarende problematikk

Gjennom litteraturstudiet er det gjort et omfattende søk for å få kartlagt hvilke løsninger som eksisterer for tilsvarende problematikk. Gjennom søk har det dukket opp en rekke sviller og løsninger som har som formål å bedre sidestabiliteten til sporet, men det har dessverre vist seg å være vanskelig å sette produktene opp i mot hverandre. Det er derfor valgt å liste de opp nedenfor med en kort beskrivelse, samt at det er forsøkt å kartlegge de fordeler og ulemper de har, eller evt. ville ha hatt ved installasjon i Norge.

Wide-body sville:

Denne svilletypen er utviklet i Tyskland av Heinrich Cronau og Pfleiderer.

Wide-body svillen er ca. dobbelt så bred som en konvensjonell betongsville, og legges tilnærmet uten mellomrom i sporet. I senterseksjonen på undersiden av svillen er det støpt inn et parti med 2 cm tykk hardt “skum“ som skal forhindre at det overføres negativ vridning av svillen. Hensikten med svillen er å redusere spenningsvariasjonene i ballasten gjennom å danne en kontinuerlig støtte ved å lukke mellomrommene mellom svillene (Riessberger, 2014).

Svilletypen hadde i mai 2003 blitt testet på ca. 12 km spor fordelt på to ulike teststrekker på Deutsche Bahn (Tyskland). Begge strekningene ble tett fulgt gjennom omfattende målarbeid for å sikre sporets utvikling. Fra 1996 til 2003 ble den ene av de to strekningene belastet med ca. 140 millioner tonn. Trafikken var av varierende art, med maks hastighet på 160 km/h og aksellast på opptil 22,5 tonn. Periodiske målinger av sporet viste en vedlikeholdsreserve på mer en 50 % før det måtte gjøres grep for å bedre sporkvaliteten. Dvs. at en kan forvente en

sporbelastning på ca. 280 millioner tonn før det må gjøres forbedringstiltak på teststrekket.

Fra teststrekningene var det mulig å få sammenlignbare resultater som viste at sporene ved bruk av Wide-body sville hadde store fordeler når det kom til redusert behov for vedlikehold (Bachmann og Unbenhaun, 2003).

	JBV60	Wide-body sville	Skilnad
Svillelengde	2,6 m	2,4 m	0,2 m
Svillebredde	30 cm	57 cm	+90 %
Grunnflate	6,840 cm^2	10,260 cm^2	+50 %
Vekt	285 kg	560 kg	+96 %

Tabell 3. Sammenligningsdata JBV60 og Wide-body sville



Figur 6. Wide-body sville fra Tyskland 1996, (Riessberger, 2014)

Oppsummering av Wide-body svillen:

Fordeler:

- Ligger stabilt i sporet
- Liten slitasje på ballast krever lite vedlikehold
- Svillens lastfordelingsegenskaper gjør produktet mer egnet der grunnforholdene er "dårlige"
- Sporfornyelse er mulig å utføre uten at det er behov for å tilføre ytterligere ballast
- Produktet egner seg der grunnen er forurenset ettersom det dekker grunnen og ikke tillater overflatevann å komme inn i sporet

Ulemper

- Vanskelig å komme til for sporjustering/pakking, krever spesial maskin
- Ballasten bør pakkes/ komprimeres før svillene legges

Rammesville

Den grunnleggende ideen med rammesvillen er at skinneprofilene skal legges på en kontinuerlig longitudinal bjelke. Rammesvillen består av seksjoner på 100 cm, der to fester per skinne og sville gir en uhindret skinnenedbøyning. Prototyper av rammesvillen ble installert i 1999 på en tøft belastet linje i Østerrike, og fungerer fremdeles utmerket (2014). Den første og andre versjonen av rammesvillen inkluderte en eksperimentell introduksjon av en nyskapende armeringskombinasjon, der det ble testet å forspenne både tverrgående og langsgående stenger i et element. Erfaringen med denne forspenningsteknologien har dessverre vist seg å være negativ grunnet høy indre friksjon, noe som medførte sprekkdannelser i de uarmerte hjørnene på elementene.

Versjon tre av rammesvillen innebar en standard slakkarmering av betongen som forbinder svillene. Noe som har vist seg å fungere utmerket i etterkant.

Resultatene av testene som er utført med rammesvillen har vist at rammesvillen har en meget god lateral motstand (Riessberger, 2003; Riessberger, 2014).

Rammesvillens høye motstand mot sideveis forskyvning og høye rammestivhet, gir de beste forutsetningene for en lang levetid, samt at det kan forventes en lengre og bedre tilgjengelighet i sporet. Rammesvillen kan sees på som et økonomisk gunstig alternativ til fastspor (Riessberger, 2002).



Figur 7. Rammesville fra Østerrike 1999, (Riessberger, 2014)

Oppsummering av rammesvillen:

Fordeler:

- Motstanden mot lateral forskyvning av de enkelte rammesvillene er opptil 6 ganger større en for en std. betongsville
- Teknisk veldig suksessfull
- Lang livslengde
- Enkel installasjon i sporet

Ulemper

- Veldig dyrt konsept
- Eksisterende vedlikeholdsteknologi kan ikke benyttes
- Kryssarmering i svillene krever tilpasset produksjonsutstyr
- Mindre egnet i små kurveradier

Halv rammesville / hundebein.

Denne svilletypen ble i utgangspunktet valgt for test av tungtrafikk på teststrekningen hos Transportation Technology Center i Pueblo, Colorado. For å få et realistisk studie på en bane med tungtrafikk, er teststrekningen belastet med nesten 700 millioner bruttotonn uten noen form for vedlikehold av ballasten (2014). I 2014 pågikk testen fremdeles, og det var forventet at levetiden til ballasten på strekningen skulle være ca. 15 ganger lenger en vanlig, før det evt.

skulle vise seg å bli behov for ballastrens. (Riessberger, 2014)



Figur 8. Halv rammesville/hundebein fra USA 2009, (Riessberger, 2014, 2016)

Oppsummering av halv rammesville:

Fordeler:

- Teknisk veldig suksessfull
- Enkel installasjon i sporet

Ulemper

- Veldig dyrt konsept
- Eksisterende vedlikeholdsteknologi kan ikke benyttes
- Kan ikke bruke eksisterende pakkemaskiner
- Kryssarmering i svillene krever tilpasset produksjonsutstyr

RSZ - Rammesville med ekstra blokker

Dette konseptet er basert på egenskapene til tidligere nevnte rammesviller. Gjennom å dele opp rammen mellom rammesvillene i et eget element kunne en oppnå tilnærmet samme sidestabilitet og lastfordeling som rammesvillene, men til en vesentlig lavere kostnad. I dette

konseptet plasseres det en mindre tverrblokk mellom svillene. Fordelen med blokkene er at de enkelt kan installeres i et hvilket som helst spor der det er behov for bedret lastfordeling eller økt sidestabilitet. Blokkene som er produsert og testet i sporet veier ca. 45 kg, sammenlignet med 36 kg skinnesete over 60 cm (sville til sville avstand). Dette er en massiv endring av lastfordelingen. Sammen med halvering av vibrasjonene som overføres til grunn som en følge av bedre lastfordeling, økte også forventningene om en betydelig støyreduksjon, noe som dessverre viste seg å ikke bli oppnådd (Riessberger, 2014).

Etter 2 ½ år i 2014 viste en prøvestrekning i Graz (Østerrike) at geometrien i sporet var meget god. Belastningen på prøvestrekke var da ca. 36,5 millioner brutto tonn, noe som innebærer pakking under normale forhold. Til tross for belastningen er det ingen indikasjon på at sporet har behov for geometriforbedring verken i vertikal eller horisontal retning på nåværende tidspunkt (2014) (Riessberger, 2014).

For sporarbeidene er erfaringene med RSZ - Rammesvillen at den er kompatibel med alle eksisterende sporvedlikeholdsmaskiner uten behov for korrigeringer eller oppgraderinger. Det vil ikke være behov for ny teknologi, eller ombygning av eksisterende maskiner. Noe som gjør at produktet passer godt inn i allerede eksisterende spor (Riessberger, 2014).



Figur 9. Rammesville med ekstra blokker fra Østerrike (Graz) 2011, (Riessberger, 2014)

Oppsummering av rammesville med ekstra blokker:

Fordeler:

- Kompatibelt med alle eksisterende maskiner
- Muligheter for å styrke sporet etter konstruksjon

- Kan brukes som middel til lokal eller generell forsterkning av sporet
- Rimelig konsept

Ulemper

- Mye manuelt arbeid
- Ekstra håndtering av flere komponenter
- Lengre byggetid for sporet

Friksjonssville:

Grunnidéen bak friksjonssvillen var å øke sidestabiliteten i jernbanespor med sviller som kunne utnytte det høye interne friksjonspotensialet i ballastmaterialet (Løhren, 2015). Dette skjer ved et samspill mellom friksjonssvillen og pukksteinene som tvinger skjærsonen som på en ordinær sville med jevn underside, er direkte under svillen, ned i selve ballasten. Testresultater har vist at den laterale svillemotstanden forbedres og at sikkerheten mot solslyng bedres ved bruk av "friksjonssviller". Om vi tar utgangspunkt i et jernbanespor med S49 skinneprofil og standard betongsviller, viser beregninger i følge Meiers modell at den kritiske temperaturen kan økes med ca. 40 % på rettlinje og mellom 65 % og 80 % i en kurve med radius 300 m, dersom forskyvningsmotstanden til svillene fordobles(Løhren, 2001).

En laboratorietest utført på friksjonssville ved: School of Railway Engineering, Iran University of Science and Technology, Tehran, Iran underbygger resultatet til Alf Helge Løhren i og Rasmus S. Nordal. Det ble i studiet gjennomført laboratorietester på friksjonssviller, som konkluderte med at en ved å tilføre friksjonsmønster til en standard sville kunne øke motstanden mot lateral forskyvning med hele 64 %. Det ble videre utført en test i felt for å kontrollerer resultatet. Testen i felt viste at den laterale motstanden ble økt med ca. 68 %. Konklusjonen ble således at en ved å erstatte standard betongsviller med friksjonssviller, kunne skinneskjøtene trygt sveises i krappe kurver. Krappe kurver i dette tilfellet var kurver med radius under 400 m (Zakeri, 2012). Friksjonsmønsteret i arbeidet er sammenlignbart med friksjonssvillen Alf Helge Løhren i samarbeid med Rasmus S. Nordal, utviklet gjennom sin doktor ingeniøravhandling.

En annen fordel med friksjonssvillen er at den etter vedlikeholdsarbeid og justeringsløft kan bidra med en raskere reetablering av sidestabiliteten i sporet. Dette skjer gjennom at vulstene i svillen ikke reduserer forhakingen mellom sville og ballast i like stor grad som en jevn, men rue sville. Vulstene på svillen vil ved større inngrep som f.eks. ballastrensing bidra til at

vulstene raskt presses ned i pukken etter utført arbeid, noe som bidrar til rask og betydelig forhaking (Løhren, 2001).

I tilfeller med mye finstoff i nedslitt ballast, kan finstoffet bidra til en jevn og glatt flate som gir lite friksjon mot sville. Det er gjerne om våren når tælen går ut av ballasten at dette er en aktuell problemstilling. Under slike forhold vil vulstene under friksjonssvillen gi en bedre friksjon mot ballasten enn standard sviller.



Figur 10. Friksjonssville fra Spenncon Rail på Hønefoss, (Løhren, 2015)

Oppsummering av rammesville med ekstra blokker:

Fordeler:

- Kompatibelt med alle eksisterende maskiner
- Rimelig konsept
- Resultater fra teststrekningen på Rørosbanen er positive

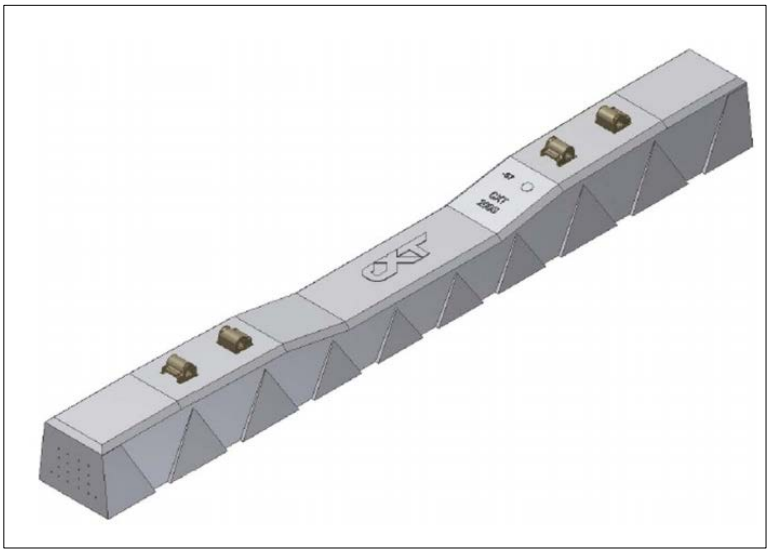
Ulemper

- Komplisert produksjon
- Fare for avskalling av vulster
- Utfordringer med ballastmengde i sporet, grunnet konstruksjonshøyden må ballast i eksisterende spor fjernes

Sville med triangelmønster (Scalloped tie)

Svilletypen er utviklet og produseres av LBFoster i USA. Funksjonen til triangelmønsteret er å gi en bedre lateral sidemotstand enn hva vi får fra standard betongsville (Hasan, 2017). Grunnet mangel på informasjon om produktets funksjon, kan det ikke annet en antas at triangelmønsteret på siden av svillen bidrar til bedre forankring mellom sidekant sville og

ballast, sammenlignet med en standard betongsville



Figur 11. 3D modell, (Hasan, 2017)

Antagelser for Scalloped tie:

Fordeler:

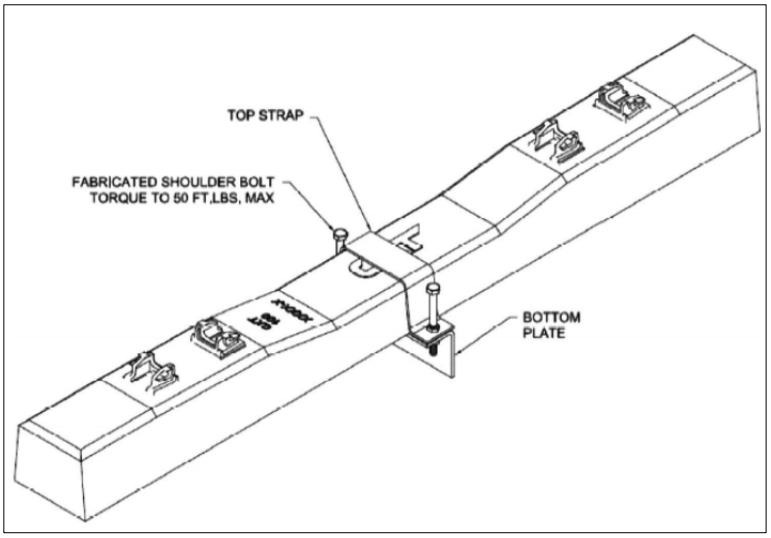
- Antageligvis kompatibelt med alle eksisterende maskiner
- Produseres på samme vis som standard sville, dvs. ingen økte kostnader.

Ulemper

- Antageligvis meget begrenset økning i lateral sidemotstand

Sville med forankringsplate (Tie with tie anchor)

Forankringsplater er et produkt som enkelt kan installeres der det er behov for økt lateral sidemotstand i sporet. Forankringsplatene kan monteres i allerede eksisterende spor. Det vanligste for denne typen plater er å ettermontere de på enden av svillene og/eller i senter av sville.



Figur 12. Modell, (Hasan, 2017)

Oppsummering av sville med forankringsplate

Fordeler:

- Kompatibelt med alle eksisterende maskiner
- Kan enkelt ettermonteres i sporet
- Platene kan også monteres slik at de forhindrer kryp/strekk mellom sviller

Ulemper

- Må ofte demonteres før sporjustering

Y-formet stålsville

Dette produktet har siden midten av 1980 tallet blitt brukt av Tysklands føderale statsbane DB på strekninger med begrenset plass og lette belastninger. Gjennom årene har produktet blitt lagt på en rekke strekninger der det er fartsbegrensning på 120 km/h og en daglig belastning av rullende materiell opp til 20 000 tonn. Der det er større sporbelastning velges fortrinnsvis betongsviller. Y-svillene leveres lengdene 2,3 – 2,6 m avhengig av behov.

Gjennom årenes løp har det blitt installert mer en 600 km (tall fra år 2008) spor med Y-sviller på det tyske banenettet. Noe som innebærer at de har tilegnet seg en mengde erfaring og kunnskap om produktet. Gjennom et studie av 5 ulike banestrekninger med y-sviller sett opp mot standard betongsviller, har de kommet frem til følgende resultater (Beck, Hempe og Schlender, 2008):

Gjennom flere års drift med varierende belastningsforhold, ble det ikke lagt merke til noen signifikante forskjeller i sporposisjonen til y-sviller og konvensjonelle B70 betongsviller. B70

betongsville er tilnærmet identisk til Bane NOR`s JBV60.

Den eksisterende posisjonen til Y-svillene har blitt vurdert til å være god til veldig god. Alle undersøkte sporseksjoner var i tilfredsstillende tilstand. I enkelte tilfeller har høyden i sporet vist seg ugunstig, med variasjoner fra horisontale på opptil 10mm.

I alle testseksjoner viser parameterne for avstand og retning ensartede målte verdier, samt at geometrien er nøyaktig i kurver og på rette strekninger.

Transport og installasjon av Y-sviller har blitt automatisert de siste årene og utførelsen av pakking har blitt bedret. Kostnadsmessig har installasjons- og vedlikeholdskostnadene gjort at kostnaden har nærmet seg totalprisen for tilsvarende trase med betongsviller.



Figur 13. Spor med Y formet stålsviller, (Liegner, 2004)

Oppsummering av Y-formet stålsville

Fordeler (Liegner, 2004):

- Stor rammestivhet
- Reduserte krav til ballasttykkelse
- Reduserte krav til ballastbredde.
- Behov for færre skinnefester.
- Liten masse å transportere og å konstruere
- Høy motstand mot korrosjon

- Materialet kan enkelt sveises
- Rammestivheten medfører at ballastlaget kan reduseres med inntil 10 cm.
- Kostnadseffektiv løsning
- 100 % resirkulerbart
- Liten vedlikeholdskostnad

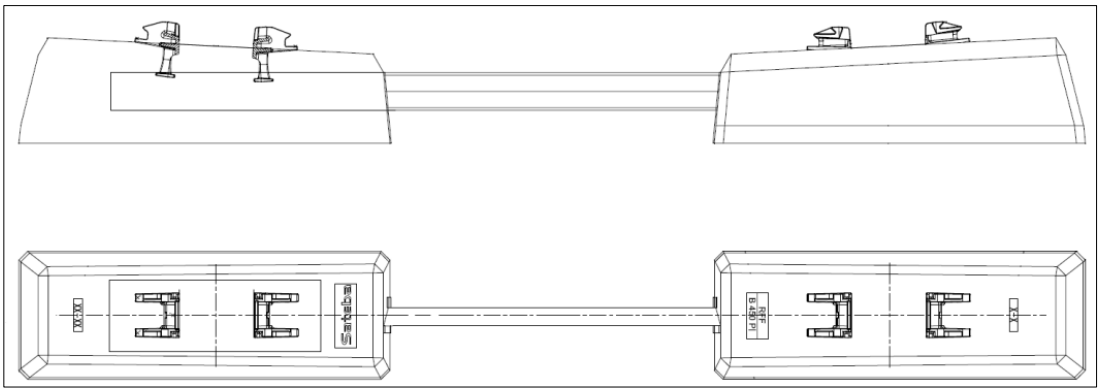
Ulemper

- Ikke kompatibelt med alle eksisterende maskiner
- Komplisert utførelse av pakking og sporjustering
- Lav egenvekt kan medføre sporløft.

Twin block

Twin block svillen er en svilletype som benyttes i en rekke land i Europa. Svilledesignet baserer seg på to "dobbel" armerte betongblokker som er forbundet med hverandre via f.eks. 2 stk. galvaniserte vinkelprofiler. Betydningen av dobbel armert er at svillen armeres med armeringsnett i topp og bunn under støp.

Hovedfordelen med Twin block svillen er dens 4 sidekanter. Til tross for den lave vekten gir denne svilletypen samme laterale sidemotstand som en standard sville som er tyngre (Li, 2012).



Figur 14. Twin blokk sviller, (Consolis)

Oppsummering av Twin block sville

Fordeler:

- Kan gjøres kompatibel med eksisterende maskiner
- Lav egenvekt – gir billigere transport

- Stor lateral sidemotstand til tross for lav vekt
- Godt egent for overgangssoner grunnet sin elastiske oppførsel

Ulemper:

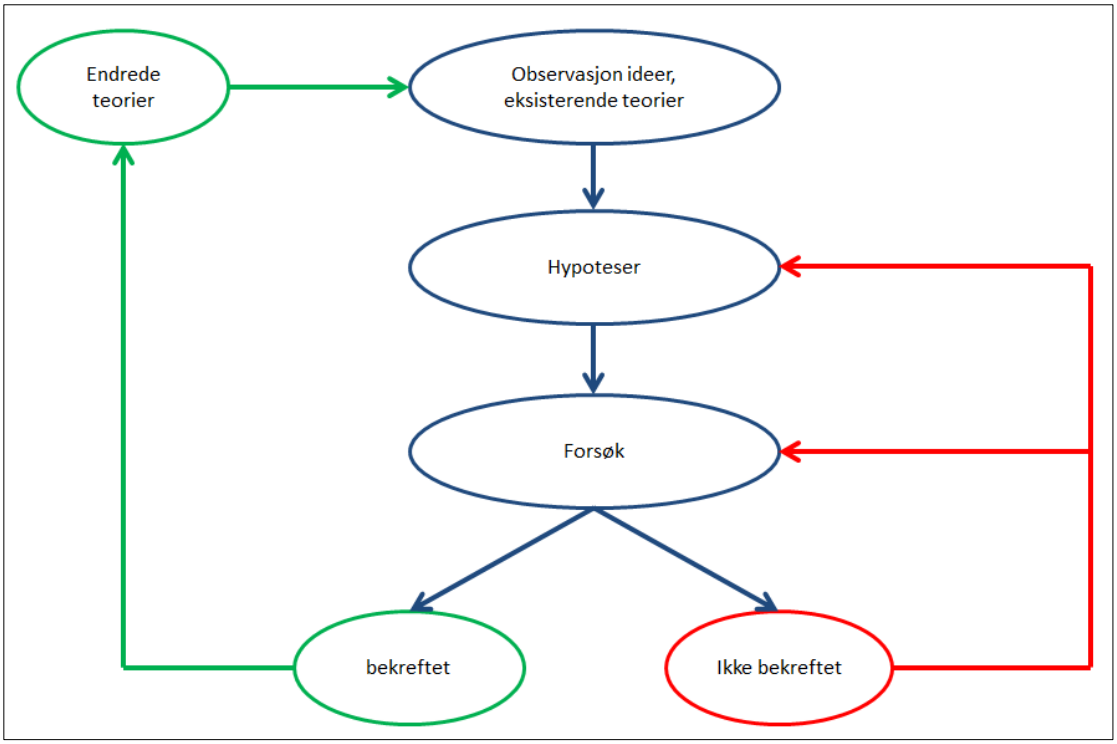
- Komplisert produksjon sammenlignet med standard sviller
- Krever elastisk befestigelse
- Feil på grunn av korrosjon og utmattelse av stål

3 Metodologi

For denne oppgaven har den planmessige fremgangsmåten blitt satt ut ifra målet med oppgaven, som er å videreutvikle og optimalisere friksjonssvillen. I dette mastergradsarbeidet er det innhentet informasjon gjennom litteratursøk for å få klarhet i problematikken man står ovenfor hva gjelder utfordring med sidestabilitet i sporet, og gjennomgått de kriterier Bane NOR har for utforming av svilledesign og kapasiteter. I tillegg er det gjort en rekke kontrollberegninger med et beregningsverktøy utviklet av Consolis, for å validere de ulike design opp i mot kriterier fra TSI, Bane NOR og NS 13230.

3.1 Hvilken metodetype

Videreutviklingen og optimaliseringen av friksjonssvillen for økt svilleavstand baserer seg på en Hypotetisk-deduktiv metode og erfaringsvitenskap. For produktet friksjonssville kjenner vi til resultatene fra forskningen som tidligere er gjort på friksjonssvillen. Den deduktive metoden bygger på et vitenskapsideal om at sannheten bevares logisk via deduksjon, men at kunnskapen er oppnådd via eksperimenter og observasjoner. Med deduksjon menes en bevisføring som går ut på at man fra gitte premisser med logisk nødvendighet slutter seg til en bestemt konklusjon. Testene av friksjonssvillen var basert på en hypotese der testene ga målbare resultater. Resultatene av testene viste at hypotesen som var laget i forkant av forskningsforsøkene viste seg å være sann.



Figur 15. Figur over stegene i hypotetiske deduktiv metode

3.2 Spesifikasjoner for design av friksjonssvillen

Svillen ønskes designet ut ifra de kriterier som ble gitt ved oppgavens oppstart i desember 2017. Kriteriene i svilledesignet er gitt av den tekniske avdelingen hos Bane NOR, og var som følger:

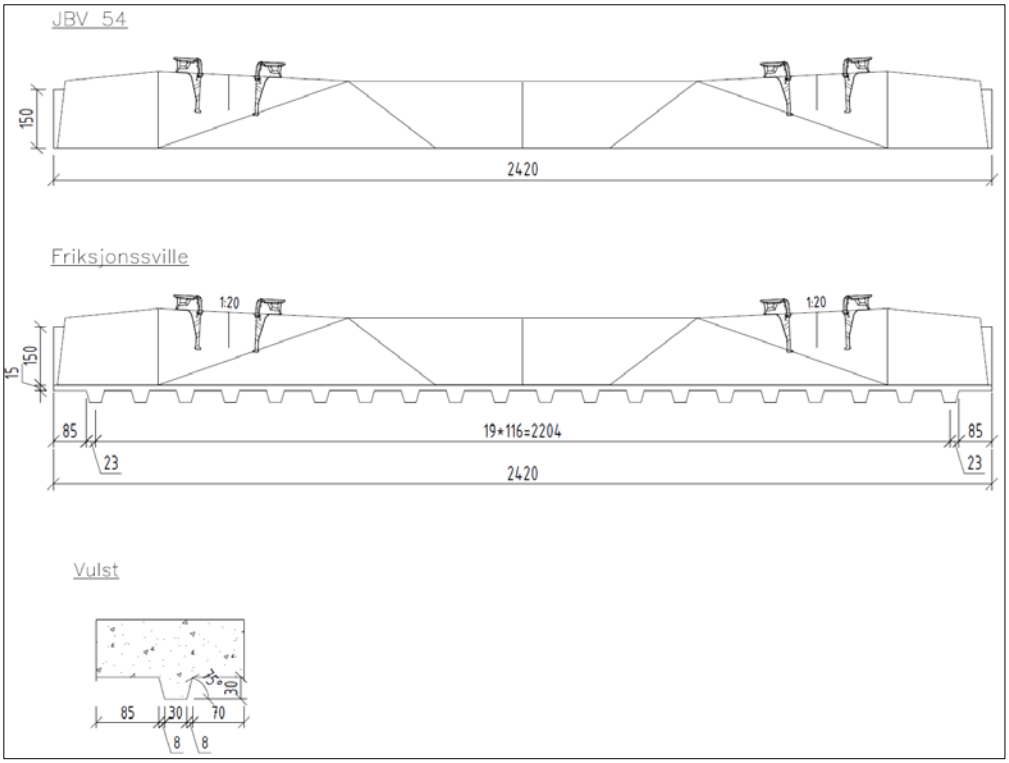
- Svillen skal oppfylle kriteriene som er gitt for JBV60 i det tekniske regelverket til Bane NOR. Utover det skal svillen designes med en redusert svillelengde på 2,4 m.
- Det skal benyttes skinneprofil type 60E1, dette for å oppnå overbygningsklasse d. Dette innebærer at svilleskuldre må plasseres med en avstand som tillater bruk av denne skinneprofilen.
- Design sporvidde iht. TSI på 1437 mm (TSI, 2015).
- Svillens design skal være kompatibelt med eksisterende sporvedlikeholdsmaskiner.

3.2.1 Svillens ytre design

Design kriterier iht. ønsker fra Bane NOR (Bane NOR, 2017b):

- Svillelengde (L): 2420 mm
- Maks svillebredde (w): 320 mm
- Minimum bunnbredde på svilleende (b_1): 300 mm
- Minimum toppbredde ved skinnesete (b_2): 170 mm
- Maks høyde ved skinnesete (h): 225 mm
- Minimum areal på bunn (A): 650 000 mm^2
- Minimum masse av en sville (w_{min}): 285 kg
- Maksimum masse på en sville (w_{max}): 350 kg
- Skinnesete skal bli designet med helning på 1:20

I tillegg til kriteriene i den tekniske spesifikasjonen til Bane NOR, ønskes det at vulstene i underkant av friksjonssvillen skal inneha den strukturen som viste seg å ha de beste testresultatene som ble oppnådd i forskningsarbeidet i (Løhren, 2001). Dvs. at testsvillen som den gang het NSB 90 med befestigelse Pandrol Fastclip FC, og i dag heter JBV54, men da med befestigelse Pandrol Fastclip FE, skal ilegges et mønster iht. figur under.



Figur 16. Standard JBV54, JBV54 med friksjonsmønster og målsatt tegning av en vulst

3.2.2 Svillens belastningskriterier

Friksjonssvillen skal kunne tåle en kombinasjon av aksellast og hastighet iht. til tabell 4, der svilleavstanden settes til 60 cm c/c (Bane NOR, 2017c).

Overbygningsklasse	Vogner i persontog		Motorvognsett		Godstog/arbeidsmaskiner		
	Nominell aksellast (tonn)	Maks hastighet (km/t)	Nominell aksellast (tonn)	Maks hastighet (km/t)	Nominell aksellast (tonn)	Maks hastighet (km/t)	Maks hastighet boggier godkjent iht. EN 14363 (km/t)
d	18	230	20,5	160	25	70	70
			20	200	22,5	100	120
			18	250	18	110	120
			17	300			

Tabell 4. Tillatt hastighet og maksimal aksellast for overbygningsklasse d (Nor, 2017c)

Tilleggskriterier fra Bane NOR er at svillen må overholde følgende krav:

- Aksellast på 25 tonn ved 120 km/t
- Aksellast på 30 tonn ved 50 km/t der svilleavstand settes til 52 cm c/c

Overbygningsklasse	Skinneprofil	Største svilleavstand
d	60E1	600 mm

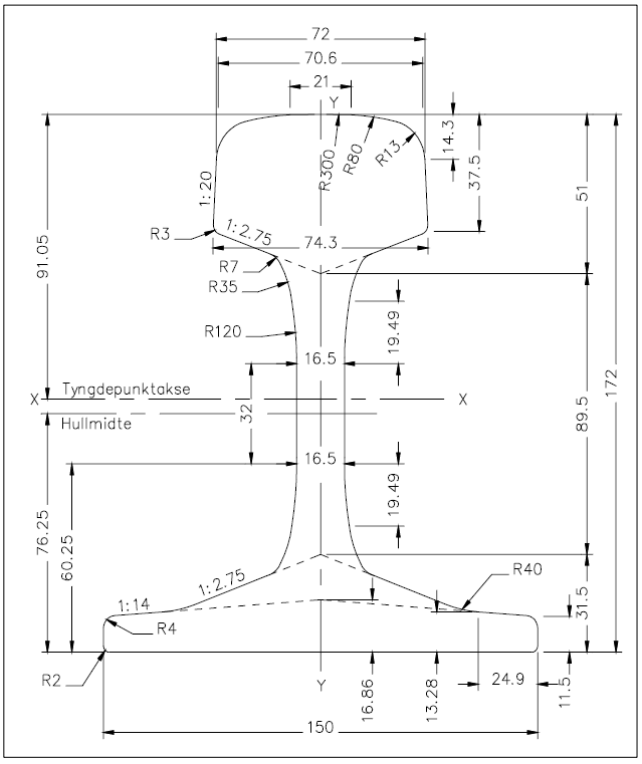
Tabell 5. 60E1 med tilhørende største svilleavstand for overbygningsklasse d (Nor, 2017c)

3.2.3 Svillens kapasitetskriterier

For JBV60 blir følgende karakteristiske bøyemoment lagt til grunn:

- Positivt karakteristisk bøyemoment ved skinnesete: $M_{kr\ pos}$:16,80 kNm
- Positivt karakteristisk bøyemoment ved svillesenter: $M_{kc\ pos}$:7,80 kNm
- Negativt karakteristisk bøyemoment ved svillesenter: $M_{kc\ neg}$:10,50 kNm
- Positivt bøyemoment som skal testes ved skinnesete: $M_{tr\ pos}$:21,38 kNm
- Negativt bøyemoment som skal testes ved skinnesete: $M_{tc\ neg}$:14,30 kNm
- Statistisk støtkoeffisient som en følge av eksepsjonell og tilfeldig belastning: k_{1s}: 2,20
- Dynamisk støtkoeffisient som en følge av eksepsjonell og tilfeldig belastning: k_{1d}: 1,83
- Statisk støtkoeffisient som en følge av ulykkelast: k_{2s}: 3,05
- Dynamisk støtkoeffisient som en følge av ulykkelast: k_{2d}: 2,68
- Utmattelses test koeffisient: k_3: 3,05

3.2.4 Svillens skinneprofil



Figur 17. 60 E1 skinneprofil

3.3 Hvilke krav som skal oppnås

Ved design av en sville er det en rekke kriterier som må oppfylles for at en skal få en vellykket og egnet design. For den nye friksjonssvillen er det stilt en rekke krav fra Bane Nor som må oppnås for at den skal løse utfordringen med manglende sidemotstand i kurver med små radier, og der det er manglende sidemotstand grunnet smalt formasjonsplan. De ulike kravene til svillens design og kapasitet er nevnt under kapittel 3.2.

Utover de nevnte karakteristiske bøyemomenter i 3.2.3 er det en rekke akseptkriterier som må oppfylles iht. NS-EN 13230.

3.3.1 Krav til test momenter

Sprekk test

Ved utførelse av denne testen skal det benyttes et mikroskop som har en minimum 20 ganger forstørrelseskraft, og med en nøyaktighet på 0,01 mm i forbindelse med deteksjon av sprekker. Under testen skal det ikke oppstå synlige sprekker på produkt.

Testlast på skinnesete:

Positivt bøyemoment som skal testes ved skinnesete: $M_{tr\ pos}$: 21,38 kNm

$$F_{rr\ pos} = \frac{4 * M_{tr\ pos}}{L_{rT} - 0{,}1} \qquad (1)$$

Der L_{rT} er avstand på opplegg i testbenk.

Testlast i svillesenter:

Negativt bøyemoment som skal testes ved skinnesete: $M_{tc\ neg}$: 14,30 kNm

$$F_{rc\ neg} = \frac{4 * M_{tc\ neg}}{L_{cT} - 0{,}1} \qquad (2)$$

Der L_{cT} er avstand på opplegg i testbenk.

Etter sprekktestens utførelse skal det ikke være synlige sprekker større en 0,05 mm på produkt.

Kravet til $M_{tr0{,}05}$ er gitt ved å multiplisere det karakteristiske bøyemomentet $M_{kr\ pos}$ med faktoren k_{1s}. Der $k_{1s} = 2{,}20$ er statistisk støtkoeffisient som en følge av eksepsjonell og tilfeldig belastning

$$M_{tr0{,}05} = M_{kr\ pos} * k_{1s} \qquad (3)$$

For test er lasten:

$$F_{rr\,0,05} = \frac{4*M_{kr\,pos}}{L_{rT}-0,1} * k_{1s} \quad (4)$$

Der L_{rT} er avstand på opplegg i testbenk.

Maks kapasitet

Produkt skal kunne motstå belastningen uten å kollapse.

Kravet til M_{tB} er gitt ved å multiplisere det karakteristiske bøyemomentet $M_{kr\,pos}$ med faktoren k_{2s}. Der $k_{2s} = 3,05$ er statisk støtkoeffisient som en følge av ulykkelast.

$$M_{tB} = M_{kr\,pos} * k_{2s} \quad (5)$$

For test er lasten:

$$F_{rB} = \frac{4*M_{kr\,pos}}{L_{rT}-0,1} * k_{2s} \quad (6)$$

Der L_{rT} er avstand på opplegg i testbenk.

3.3.2 Krav til dynamiske tester

Akseptkriteriene for de dynamiske testene på skinnesetet av svillen er som vist under, der $k_{1d} = 1,83$ er dynamisk støtkoeffisient som en følge av eksepsjonell og tilfeldig belastning, og $k_{2d} = 2,68$ er dynamisk støtkoeffisient som en følge av ulykkelast.

$$F_{rr\,0,05} > k_{1d} * F_{r0} \quad (7)$$

$$F_{rB} > k_{2d} * F_{r0} \quad (8)$$

I denne masteravhandlingen vil ikke de dynamiske akseptkriteriene bli kontrollert, ettersom at dette er en test som utføres først ved "design approval test" på fysisk produkt.

4 Analyse

I dette kapittelet ses det nærmere på arbeidet som er gjort for å videreutvikle og optimalisere friksjonssvillen. Kapittelet tar for seg begrensingene for design og utforming av hjelpetabell for forenkling av arbeidet. Samt at det gis en oversiktlig gjennomgang av de design som er funnet optimale for friksjonssvillen

4.1 Validere og modellere konseptet

Som utgangspunkt for arbeidet var det viktig å kartlegge detaljene som setter begrensninger for utformingen av designet. Kapittelet er derfor delt opp i ulike deler der det først fokuseres på begrensningene for designet.

Som et utgangspunkt for videreutviklingen av friksjonssvillen ble det valgt å se nærmere på

produktet fra doktorgradsarbeidet til Løhren i 2001. Friksjonssvillens design og kapasitet ville være et godt utgangspunkt for det videre arbeidet med å utvikle og optimalisere neste generasjons friksjonssville. Friksjonssvillen var basert på en standard JBV97(JBV54) med 15 mm påstøp + vulster som vist i figur 16.

Med denne informasjonen tilgjengelig var det mulig å utføre kapasitetsberegning og å 3D-modellere friksjonssvillen.

Grunnet alle kriteriene som er stilt for den nye svillen, ble det utarbeidet et hjelpetabell som skulle gi et raskt oversiktlig bilde over viktig data.

4.1.1 Design begrensninger

Ved utvikling av en ny sville er det en rekke detaljer en må ta høyde for som setter begrensinger for utformingen av designet.

Begrensninger for plassering av spennarmering

Wirens posisjon i svillen begrenses av 4 kriterier:

- Overdekningsbehov iht. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 og NS-EN13230-1:2016
- Krav til avstand mellom spennarmering og svilleankre
- Diameteren på forankringsanordningen som benyttes under produksjonsprosess
- Gravitasjonssenter for betong og kraftsenter for forspenning i senter av sville.

Kriterium 1.

Begrensningene gitt i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 baserer seg på overdekningsbehovet til betongkonstruksjoner. Overdekningsbehovet for en sville baserer seg på at produktet ligger i godt drenerende ballastprofil der miljøet er vekselvis vått og tørt, og korrosjonen av stålet fremkalles av karbonatisering. Dette gir en eksponeringsklasse XC4 etter tabell 4.1 i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, se tabell 6:

Klasse-betegnelse	Beskrivelse av miljøet	Eksempler på hvor eksponeringsklasser kan forekomme
1. Ingen risiko for korrosjon eller angrep		
X0	For betong uten armering eller innstøpt metall: Alle miljøer, unntatt der det er frysing/tining, slitasje eller kjemiske angrep. For betong med armering eller innstøpt metall: Meget tørt	Betong inne i bygninger med meget lav luftfuktighet
2. Korrosjon framkalt av karbonatisering		
XC1	Tørt eller permanent vått	Betong inne i bygninger med lav luftfuktighet Betong som permanent er neddykket i vann
XC2	Vått, sjeldent tørt	Betongoverflater i kontakt med vann over lengre tid Fundamenter
XC3	Moderat fuktighet	Betong inne i bygninger med moderat eller høy luftfuktighet Utvendig betong som er beskyttet mot regn
XC4	Vekselvis vått og tørt	Betongflater i kontakt med vann, som ikke er i eksponeringsklasse XC2

Tabell 6. Tabell 4.1 i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Betegnelse av eksponeringsklasser

Videre er konstruksjonsklassen for sviller en viktig faktor for å avgjøre kravet til overdekning. Konstruksjonsklassen har til hensikt å gi en anbefalt klassifisering av konstruksjoner. Ved identifikasjon av konstruksjonsklasse har alle produkter et utgangspunkt i laveste konstruksjonsklasse, som vil si S1. Kriteriene for konstruksjonsklassen er gitt av Tabell 4.3N i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, se tabell 7:

Kriterium	Konstruksjonsklasse						
	Eksponeringsklasse etter tabell 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Dimensjonerende brukstid lik 100 år	klassen økes med 2	klassen økes med 2	klassen økes med 2	klassen økes med 2	klassen økes med 2	klassen økes med 2	klassen økes med 2
Fasthetsklasse [1) 2)]	≥ C30/37 klassen reduseres med 1	≥ C30/37 klassen reduseres med 1	≥ C35/45 klassen reduseres med 1	≥ C40/50 klassen reduseres med 1	≥ C40/50 klassen reduseres med 1	≥ C40/50 klassen reduseres med 1	≥ C45/55 klassen reduseres med 1
Konstruksjonsdel med plategeometri (armeringens plassering ikke påvirket av byggeprosessen)	klassen reduseres med 1	klassen reduseres med 1	klassen reduseres med 1	klassen reduseres med 1	klassen reduseres med 1	klassen reduseres med 1	klassen reduseres med 1
Spesiell kvalitetskontroll av betongproduksjonen er krevd	klassen reduseres med 1	klassen reduseres med 1	klassen reduseres med 1	klassen reduseres med 1	klassen reduseres med 1	klassen reduseres med 1	klassen reduseres med 1

Tabell 7. Tabell 4.3 i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Konstruksjonsklasser

Jernbanesviller er vanligvis designet for en levetid på minimum 40 år iht. prEN 13230-6:2014 (E). Dimensjonerende brukstid settes derfor til under 100 år, noe som ikke gir grunnlag for å øke konstruksjonsklassen fra klasse S1. Videre har vi fasthetsklassen til betongen som er

C50/60, dvs. at konstruksjonsklassen kan reduseres et nivå, men som følge av at svillen allerede er i klasse 1 er ikke dette mulig. De to siste kriteriene i tabell 7 er ikke relevante for svillen, dvs. at svillen kommer innunder konstruksjonsklasse S1.

Miljøkrav for $c_{min,dur}$ (mm)							
Konstruksjons-klasse	Eksponeringsklasse etter tabell 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Tabell 8. Tabell 4.5N i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Miljøkrav

Ut ifra grunnlaget over kan vi avgjøre kravet til minste overdekningen $c_{\min dur}$ av hensyn til bestandigheten til spennstål. Kravet til minste overdekning for et spennarmert produkt i eksponeringsklasse XC4, der konstruksjonsklassen er S1 vil være 25 mm. Dette resultatet kan en lese ut ifra tabell 4.5N i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, se tabell 8.

I NS-EN13230-1:2016 er det i punkt 6.1.2 et avsnitt som tar for seg krav til overdekning dersom det ikke er satt spesielle kriterier av kjøper. Iht. til denne standarden er minimumsoverdekning for forspent armering 30 mm fra bunn, og 20 mm til andre overflater, foruten endeflate. Årsaken til at dette kravet ikke settes til endeflate er at armeringen er gjennomgående og flukter med betongen på denne endeflaten.

Som en følge av at kravet fra Bane NOR til overdekning er ukjent, velges det å bruke konservative resultater fra NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008. som kravet til armeringsoverdekning i denne oppgaven, dvs. 30 mm fra undersiden og 25 mm til de andre overflater.

Kriterium 2.

Avstand mellom spennarmering og svilleankre settes av leverandøren av svilleankre. For Pandrol FE befestigelse er avstanden satt til minimum 12 mm., som tilsvarer betongens D_{maks}. Med D_{maks} menes største steinfraksjonsstørrelse som benyttes i betongresept. Årsaken til at avstanden mellom spennarmering og svilleankre settes lik D_{maks} henger sammen med behovet for å sikre at betongen fyller alle områder i støpeform. Ved et tilfelle der avstanden mellom spennarmering og svilleankre er mindre, vil en i verstefall kunne få tilfeller der

betongen ikke kommer til på de nødvendige plasser.

Kriterium 3.

Sviller i Norge produseres utelukkende i langlinje, dvs. at en rekke "forskalingsformer" ligger på rekke der det trekkes wire gjennom formene fra den ene enden til den andre. I hver ende forankres armeringen fast i endeblokker som sørger for at spennarmeringen holder på kraften under produksjonsprosessen. Begrensningene for hvor tett armeringen kan ligge er først og fremst begrenset ut ifra diameteren på festeanordningen som holder spennkreftene under støpe- og herdeprosess. Den minste diameteren som kan benyttes på armeringen som brukes i beregningene for denne oppgaven er art. nr. 81-131.00 levert av Paul (Spannverankerungen, 2004). For denne festeanordningen er diameteren 20,5 mm. For å sikre at det er tilstrekkelig plass er det viktig å legge til 1-2 mm mellom festeanordningene, dvs. at spennarmeringen må minimum ha en avstand på 22,5 mm mellom senter-senter.

Kriterium 4.

For å sikre så optimale levevilkår som mulig for svillen er det viktig å sørge for at kraften fra spennarmeringen kommer så tett på svillens gravitasjonssenter som mulig i senterseksjonen på svillen, jfr. avsnitt under. Dette er et viktig grep som kan gjøres for å sikre at en ikke får overhøyde på produkt. dvs. at svillen får en bananform. Om en ikke tar høyde for dette under designfasen vil en kunne ende opp med et produkt som faller utenfor toleransene for skinnehelning og sporvidde, samt at enkelte av wirene vil få uforholdsmessig stor strekkbelastning som en følge av at de alltid er under større påkjenning.

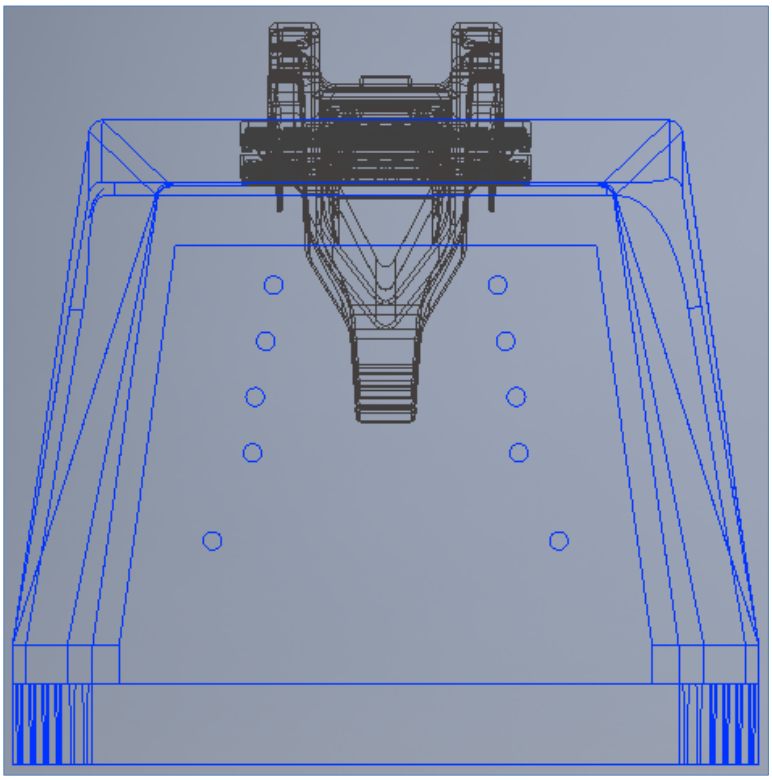
Overhøyden det vises til ovenfor kan relaters til elementfremstilling for bygg, der det ofte benyttes forspente elementer med overhøyde ved bygging av råbygg. Så snart råbygget er ferdig bygget, og skillevegger, påstøp og andre detaljer skal på plass, vil den permanente lasten som kommer på dekkene øke, noe som medfører at elementene går fra å ha en overhøyde, til å ligge tilnærmet plant.

Plassering av spennarmering

På bakgrunn av de 4 nevnte kriteriene ovenfor har vi forutsetning for å posisjonere armeringen i svillen. Begrensningene er som følger:

- Minimum 30 mm overdekning til alle overflater
- Minimum 12 mm avstand til befestigelse
- Minimum 22,5 mm innbyrdes avstand mellom forspenningswire

- Sikre at gravitasjonssenter for betong og armering er tilnærmet identisk i svillesenter. Erfaringsmessig bør en sørge for at gravitasjonssenter for betong og kraftsenter for armering ikke skiller mer en 1 – 2 mm.



Figur 18. Bilde av svilleende på Løhren friksjonssville

Begrensninger for valg av spennarmering

For spennarmeringen som brukes i betongsvillene hentes informasjonen fra leverenadøren av spennarmeringen. For denne oppgaven benyttes utelukkende armeringstype Y 1860S3-6,9-1 fra Hjulsbro Steel, da dette er spennarmeringen som er implementert for produksjon av de andre betongsviller i Norge. Denne spennarmeringen er en tre-tråds wire med en ytre diameter på 6,9 mm, der hver av de ulike trådene har en diameter på 3,15 mm^2. Totalt blir arealet av spennarmeringen 23,4 mm^2. Bruddspenningen til stålet er 1860 N/mm^2, strekkfastheten (f_{pk}) til stålet er 43,5 kN, og strekkgrensen ($f_{p0,1k}$) er 38,3 kN. Foruten stålets egenskaper fra leverandør er det viktig å sørge for at det legges inn korrekt elastitetsmodul E_p for spennarmering. Spennarmering elastitetsmodul E_p er 205 000 N/mm^2. Dette er viktig bakgrunnsinformasjon som må med i beregningen for å sikre at vi får rett forspenningkraft i svillen

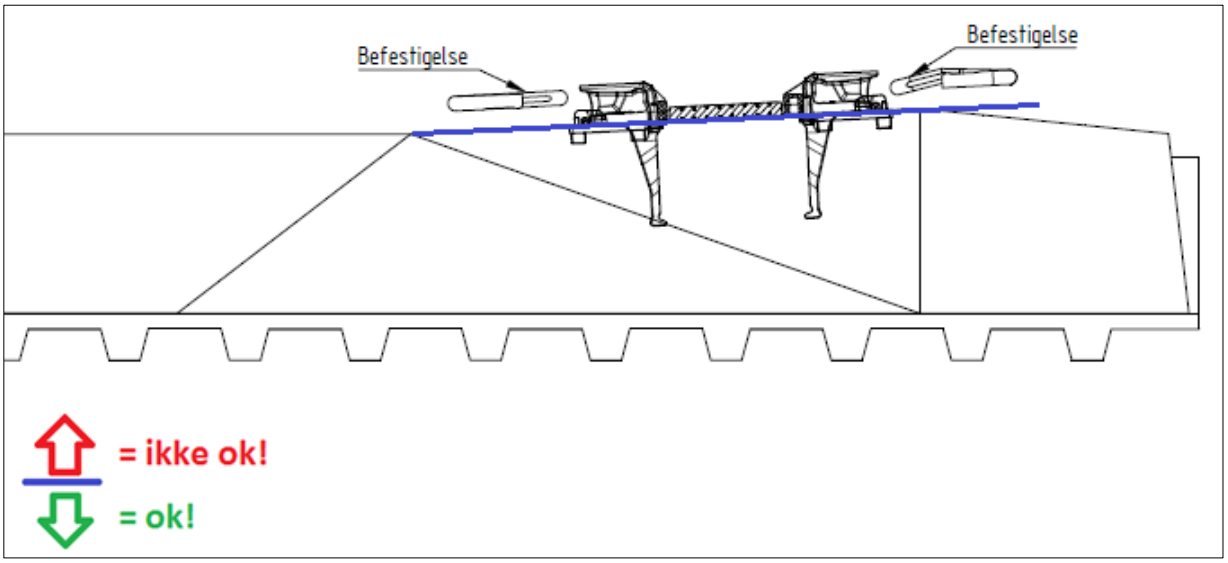
Begrensninger for befestigelsesområdet

Iht. kriteriene gitt i NS-EN 13230-1:2016 er det viktig å sørge for at følgende krav oppfylles

ved design av en ny sville:

1. Helning på skinnesetet 1:20 ± 0,25°
2. Krav til maks planhet på skinnesetene, der testen utføres via 2 punkt med 150mm avstand mellom målepunktene. Planheten til området skal være innenfor 1 mm. Med skinnesete menes området mellom svilleankrene.
3. Relativ vridning mellom skinnesetene skal ikke være større enn 0,5°

For de ulike kravene er det naturlig ved design av en sville å legge seg i senter av toleransene til produktet. Utover de nevnte kravene er det viktig å legge til rette for montasje av befestigelsen som skal på etter støp. For friksjonssvillen er det tenkt brukt Pandrol FE befestigelse tilsvarende det som benyttes på standard betongsviller til Bane NOR. Montasjen av befestigelsen utføres ved å strekke ut flaten som er i skinnesetet forbi svilleanker, eller sørge for at vinklene er tilpasset slik at befestigelse enkelt kan monteres på svilleanker. Grunnen til plassbehovet er befestigelsens utforming, og maskinenes behov for å gjøre en bevegelse parallelt med betongen for å få klemt plass befestigelsen som låser skinnene. I bildet under er det laget en enkel illustrasjon som viser hvordan utformingen må være de nærmeste 100 mm fra ytterkant svilleanker. Om det er betong over den blå linjen vil betongen komme i konflikt med det området som er nødvendig for å skyve befestigelsen inn i korrekt posisjon.



Figur 19. Utforming av toppflate ved skinnesete

Begrensninger for svillens ytre form

Utførelse av støp gjøres som nevnt tidligere i faste forskalingsformer. For å sikre at svillene

enkelt frigjøres fra formene etter støp, er det viktig å sørge for at svillen har en vinkel på betongen som gir et kontinuerlig smalere profil fra bunn til topp. Ved uteglemmelse av dette vil det bli en utfordring ved avforming av svillene. Erfaringsmessig kan det anbefales en minimumsvinkel fra vertikal tilsvarende 1:20.

4.1.2 Utforming av hjelpetabell

I arbeidet med å designe en ny sville fra bunn var det viktig å få oversikt over de ulike forutsetningene som måtte legges til grunn. Med en enkel og oversiktlig tabell som viser om de viktigste forutsetningene oppfylles eller ikke, var det lett å gjøre raske overslag for å teste geometrien for nye design. I tabellen ble kravene i iht. kapittel 3.2.1 og 3.2.3 lagt inn for å gi et oversiktlig oppsett for de ulike variantene som ble testet.

Utover kravene i kapittel 3.2.1 og 3.2.3 ble det valgt å lage noen enkle formler som ga overslag over vekt av vulster, vekt av element, samt forspenningens kraftsenter sett opp i mot gravitasjonssenter for betongen i senter sville.

Vekt av vulster:

$$w_v = \frac{\frac{w_{b2}*w_h+w_{b1}*w_h}{2}*b_{s0}}{1\,000\,000*\rho_c} * n_{vs} + \frac{\frac{w_{b2}*w_h+w_{b1}*w_h}{2}*b_{c0}}{1\,000\,000*\rho_c} * n_{vc} \qquad (1)$$

Der:

- $w_v = vekt\ av\ vulster\ under\ sville$
- $w_{b2} = bredde\ på\ vulst\ i\ topp$
- $w_{b1} = bredde\ på\ vulst\ i\ bunn$
- $w_h = høyde\ på\ vulster$
- $\rho_c = betongens\ tyngdetetthet$
- $b_{s0} = bredde\ på\ svillens\ underside\ ved\ skinnesete$
- $b_{c0} = bredde\ på\ svillens\ underside\ ved\ svillesenter$
- $n_{vs} = antall\ vulster\ med\ bredden\ lik\ b_{s0}$
- $n_{vc} = antall\ vulster\ med\ bredden\ lik\ b_{c0}$

Tilnærmet vekt av element inkludert vulster:

$$w_s \frac{(h_{s1}\frac{b_{s0}+b_{s1}}{2}+h_{s2}\frac{b_{s1}+b_{s2}}{2})*(L_r*2)+(h_{c1}\frac{b_{c0}+b_{c1}}{2}+h_{c2}\frac{b_{c1}+b_{c2}}{2})*L_c}{1\,000\,000} * w_c + w_v \qquad (2)$$

Der:

- $w_s = tilnærmet\ vekt\ av\ sville\ inkludert\ vulster$
- $h_{s1} = høyde\ opp\ til\ vinkelendring$ ved skinnesete
- $h_{s2} = høyde\ fra\ vineklendring\ til\ svilletopp$ ved skinnesete
- $b_{s0} = bredde\ på\ svillebunn$ ved skinnesete
- $b_{s1} = bredde\ på\ sville\ ved\ vinkelendring$ ved skinnesete
- $b_{s2} = bredde\ på\ svilletopp$ ved skinnesete
- $h_{c1} = høyde\ opp\ til\ vineklendring$ ved svillesenter
- $h_{c2} = høyde\ fra\ vineklendring\ til\ svilletopp$ ved svillesenter
- $b_{c0} = bredde\ på\ svillebunn$ ved svillesenter
- $b_{c1} = bredde\ på\ sville\ ved\ vinkelendring$ ved svillesenter
- $b_{c2} = bredde\ på\ svilletopp$ ved svillesenter
- $L_r = tilnærmet\ lengde\ på\ skulderseksjon$
- $L_c = tilnærmet\ lengde\ på\ senterseksjon$

Gravitasjonssenter for betong i senter sville:

$$G_c = \frac{h_{c1}}{3} * \frac{b_{c0}+2*b_{c1}}{b_{c0}+b_{c1}} \quad (3)$$

Der:

- $G_c = er\ gravitasjonssenter\ for\ betong\ i\ senter\ sville$

Kraftsenter for forspenning i senter sville:

$$G_F \frac{p_1* n_1+p_2* n_2+p_3* n_3+ p_4* n_4+ p_5* n_5+ p_6* n_6}{Totalt\ antall\ wire} \quad (4)$$

Der:

- $G_F = er\ kraftsenter\ for\ forspenning\ i\ senter\ sville$
- $p_1\ til\ p_6 = er\ armeringposisjon\ for\ lag\ 1\ til\ lag\ 6$
- $n_1\ til\ n_6 = er\ antall\ wire\ for\ hvert\ av\ armeringslagene\ fra\ \ lag\ 1\ til\ lag\ 6$

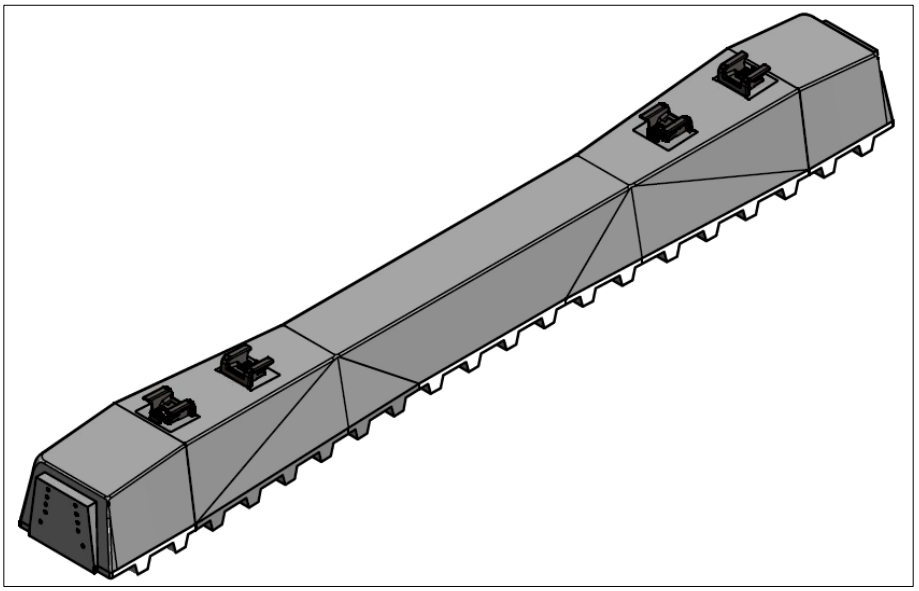
I hjelpetabellen som ligger lagt vedlagt som vedlegg 5 finnes alle de ulike variantene som har blitt testet, samt svar på hvor de ulike variantene har sin styrke og svakhet.

4.1.3 Løhren friksjonssville basert på JBV97 med påstøp

Løhren friksjonssville er som nevnt tidligere basert på JBV97 med 15 mm påstøp med vulster.

Svillen er utviklet for 54E3 skinneprofil, noe som tilsier at kapasiteten og størrelsen på svillen generelt er mindre enn hva som kreves for en trase med 60E1 skinneprofil. Som en følge av dette har ikke svillen kapasitet til å oppfylle kravene som legges til grunn for designet i denne oppgaven. Utover kravene til bæreevne oppfyller ikke friksjonssvillen følgende kriterier:

- 60E1 skinneprofil – svillen er designet for 54E3 skinneprofil.
- Minimum bunnbredde på 300 mm – svillen har en bunnbredde på 280 mm.
- Minimum areal på bunn, lik 650 000 mm^2 – svillen har et bunnareal på 602 200 mm^2
- Minimum masse lik 285 kg – massen til svillen er på 271,4 kg



Figur 20. Løhren friksjonssville med Pandrol Fastclip FE befestigelse

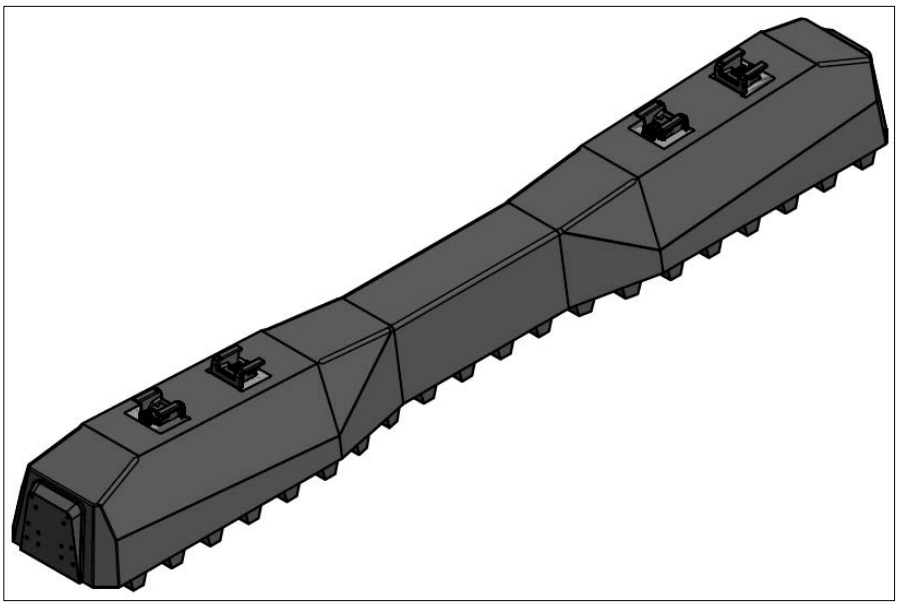
Spesifikasjoner for design av friksjonssvillen		Oppfyller krav	
		Ja	**Nei**
Designet for 60E1 skinneprofil			**X**
Design sporvidde iht. TSI på 1437 mm		**X**	
Design kompatibelt med eksisterende sporvedlikeholdsmaskiner		**X**	
Krav til svillens ytre design		**Svillens ytre design**	
	Krav	**Verdier**	**Samsvar / ikke samsvar**
Svillelengde (L)	2420 mm	2420 mm	Samsvar
Maks svillebredde (w)	320 mm	280 mm	Samsvar
Minimum bunnbredde på svilleende (b_1)	300 mm	280 mm	Ikke samsvar
Minimum toppbredde ved skinnesete (b_2)	170 mm	190 mm	Samsvar
Maks høyde ved skinnesete (h):	225 mm	203 mm	Samsvar
Minimum areal på bunn (A):	650 000 mm^2	602 200 mm^2	Ikke samsvar
Minimum masse av en sville (w_{min}):	285 kg	271,4 kg	Ikke samsvar
Maksimum masse på en sville (w_{max}):	350 kg		Samsvar
Skinnesete skal bli designet med helning på 1:20	1:20	1:20	Samsvar
Krav til svillens kapasiteter		**Svillens kapasitet**	
Karakteristisk moment i skinnesete $M_{kr\ pos}$	16,8 kNm	13,6 kNm	Ikke samsvar
Karakteristisk moment i senter $M_{kc\ pos}$	7,8 kNm	9,4 kNm	Samsvar
Karakteristisk moment i senter: $M_{kc\ neg}$	-10,5 kNm	-13,3 kNm	Samsvar
Test moment i skinnesete: $M_{tr\ pos}$	21,38 kNm	18,4 kNm	Ikke samsvar
Test moment i senter: $M_{tc\ neg}$	-14,3 kNm	-16,8 kNm	Samsvar
Test last i skinnesete: $F_{rr\ pos}$	171,0 kN	147,2 kN	Ikke samsvar
Test last i senter: $F_{rc\ neg}$	-40,9 kN	-48,0 kN	Samsvar
Test last i skinnesete: $F_{rr\ 0,05}$	295,7 kN	216,9 kN	Ikke samsvar
Test last i skinnesete: F_{rB}	409,9 kN	263,7 kN	Ikke samsvar

Tabell 9. Teknisk data Løhren friksjonssville

Resultatene fra gjennomgangen av Løhren svillen viser at svillen er designet noe mindre enn ønsket fra Bane NOR. For det videre arbeidet må svillens bunnareal og bredde økes for å komme innenfor kriteriene, ved å gjøre dette vil også vekten med stor sannsynlighet bli høy nok. Kapasitetsmessig viser beregningsresultatene at svillen holder for både momentkrav og testmomenter i senter sville, men at den i seksjonen for skinneprofil er kraftig underdimensjonert. Det må derfor gjøres større korrigeringer i dette området for å oppfylle kravene.

4.1.4 Friksjonssville test 11. – Oppfylle alle krav

Friksjonssville test 11, kfr. vedlegg 2, har til hensikt å oppfylle alle krav, men samtidig gi et så lett produkt som mulig. I dette designet vil vi få et produkt som teoretisk oppfyller alle krav fra Bane NOR, men marginene for enkelte av kriteriene er minimale. Detaljer for kriterier og design kommer vi nærmere inn på i kapittel 5.2.



Figur 21. Friksjonssville test nr. 11

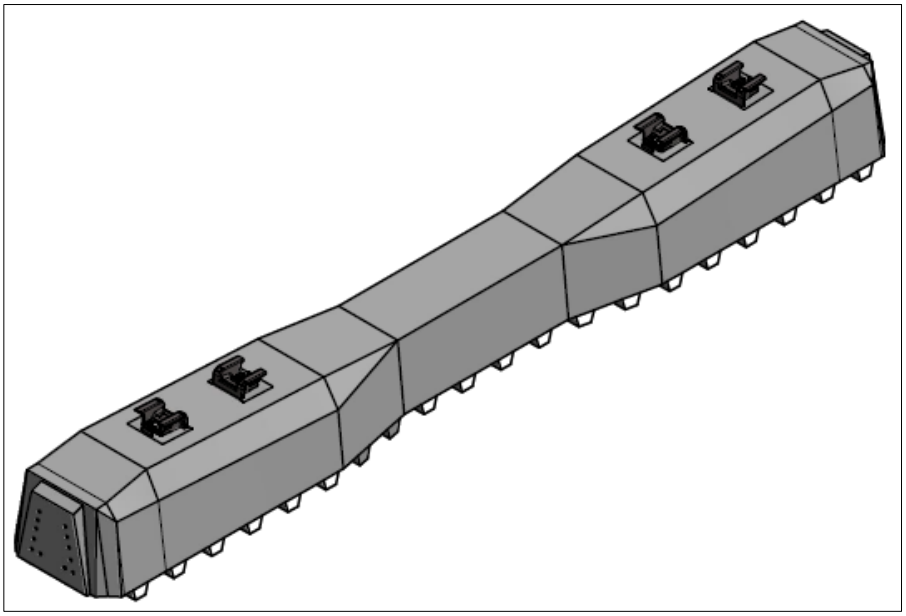
Spesifikasjoner for design av friksjonssvillen		Oppfyller krav	
		Ja	**Nei**
Designet for 60E1 skinneprofil		**X**	
Design sporvidde iht. TSI på 1437mm		**X**	
Design kompatibelt med eksisterende sporvedlikeholdsmaskiner		**X**	
Krav til svillens ytre design		**Svillens ytre design**	
	Krav	**Verdier**	**Samsvar / ikke samsvar**
Svillelengde (L)	2420 mm	2420 mm	Samsvar
Maks svillebredde (w)	320 mm	320 mm	Samsvar
Minimum bunnbredde på svilleende (b_1)	300 mm	320 mm	Samsvar
Minimum toppbredde ved skinnesete (b_2)	170 mm	170 mm	Samsvar
Maks høyde ved skinnesete (h):	225 mm	225 mm	Samsvar
Minimum areal på bunn (A):	650 000 mm^2	690 300 mm^2	Samsvar
Minimum masse av en sville (w_{min}):	285 kg	302,7 kg	Samsvar
Maksimum masse på en sville (w_{max}):	350 kg		Samsvar
Skinnesete skal bli designet med helning på 1:20	1:20	1:20	Samsvar
Krav til svillens kapasiteter		**Svillens kapasitet**	
Karakteristisk moment i skinnesete $M_{kr\ pos}$	16,8 kNm	24,8 kNm	Samsvar
Karakteristisk moment i senter $M_{kc\ pos}$	7,8 kNm	13,7 kNm	Samsvar
Karakteristisk moment i senter: $M_{kc\ neg}$	-10,5 kNm	-11,6 kNm	Samsvar
Test moment i skinnesete: $M_{tr\ pos}$	21,38 kNm	31,9 kNm	Samsvar
Test moment i senter: $M_{tc\ neg}$	-14,3 kNm	-14,8 kNm	Samsvar
Test last i skinnesete: $F_{rr\ pos}$	171,0 kN	255,20 kN	Samsvar
Test last i senter: $F_{rc\ neg}$	-40,9 kN	-42,3 kN	Samsvar
Test last i skinnesete: $F_{rr\ 0,05}$	295,7 kN	349,2 kN	Samsvar
Test last i skinnesete: F_{rB}	409,9 kN	420,7 kN	Samsvar

Tabell 10. Teknisk data Friksjonssville test nr. 11

4.1.5 Friksjonssville test 14. – Største tillatte dimensjon

Basert på resultatene fra friksjonssvillen i 4.1.4 ble det gjort mindre korrigeringer på design for å finne en sville som hadde egenvekt tett på den tillatte maksgrensen. Med tanke på produksjonstolleranser og vektbegrensningene satt av Bane NOR er vekten ca. 10 kg under tillatt maksvekt. I et tilfelle der svillen støpes tett opptil maks toleranse hva gjelder tykkelse, vil vi måtte legge til en tilleggs vekt på ca. 8,5 kg for de ekstra 5 mm som er tillatt iht. NS-EN 13230-1:2016. Total vekt på element vil da kunne bli 348,4 kg. En annen faktor som vil

kunne bringe elementet enda tettere på tillatt maksvekt er densiteten på betongen, men dette ser vi bort fra i dette tilfellet.



Figur 22. Friksjonssville test nr. 14

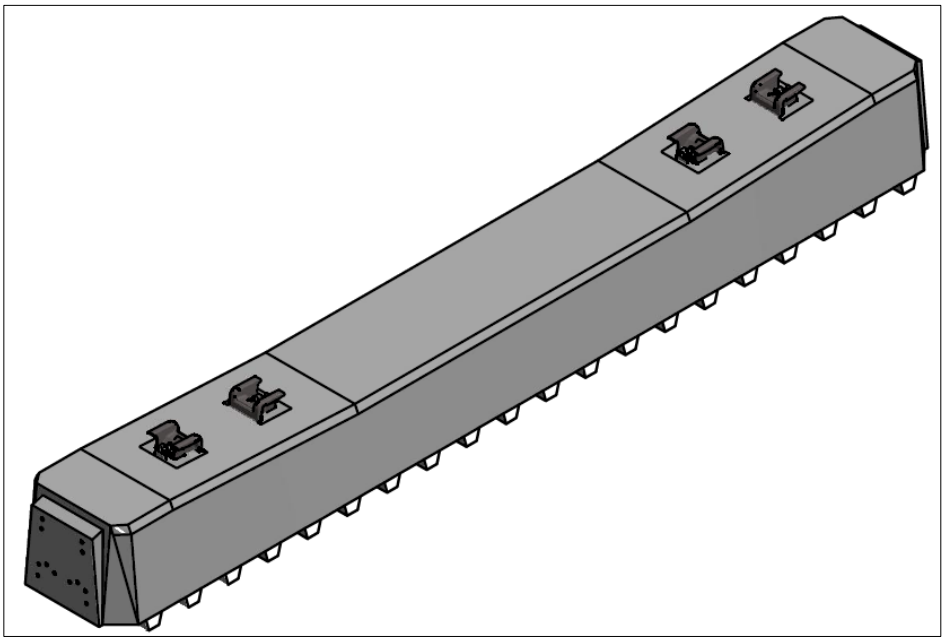
Spesifikasjoner for design av friksjonssvillen		Oppfyller krav	
		Ja	Nei
Designet for 60E1 skinneprofil		X	
Design sporvidde iht. TSI på 1437mm		X	
Design kompatibelt med eksisterende sporvedlikeholdsmaskiner		X	
Krav til svillens ytre design		**Svillens ytre design**	
	Krav	Verdier	Samsvar / ikke samsvar
Svillelengde (L)	2420 mm	2420 mm	Samsvar
Maks svillebredde (w)	320 mm	320 mm	Samsvar
Minimum bunnbredde på svilleende (b_1)	300 mm	320 mm	Samsvar
Minimum toppbredde ved skinnesete (b_2)	170 mm	190 mm	Samsvar
Maks høyde ved skinnesete (h):	225 mm	225 mm	Samsvar
Minimum areal på bunn (A):	650 000 mm^2	696 140 mm^2	Samsvar
Minimum masse av en sville (w_{min}):	285 kg	339,9	Samsvar
Maksimum masse på en sville (w_{max}):	350 kg		Samsvar
Skinnesete skal bli designet med helning på 1:20	1:20	1:20	Samsvar
Krav til svillens kapasiteter		**Svillens kapasitet**	
Karakteristisk moment i skinnesete $M_{kr\,pos}$	16,8 kNm	25,3 kNm	Samsvar
Karakteristisk moment i senter $M_{kc\,pos}$	7,8 kNm	14,1 kNm	Samsvar
Karakteristisk moment i senter: $M_{kc\,neg}$	-10,5 kNm	-11,9 kNm	Samsvar
Test moment i skinnesete: $M_{tr\,pos}$	21,38 kNm	32,8 kNm	Samsvar
Test moment i senter: $M_{tc\,neg}$	-14,3 kNm	-15,4 kNm	Samsvar
Test last i skinnesete: $F_{rr\,pos}$	171,0 kN	262,4 kN	Samsvar
Test last i senter: $F_{rc\,neg}$	-40,9 kN	-44,0 kN	Samsvar
Test last i skinnesete: $F_{rr\,0,05}$	295,7 kN	354,0 kN	Samsvar
Test last i skinnesete: F_{rB}	409,9 kN	426,5 kN	Samsvar

Tabell 11. Teknisk data Friksjonssville test nr. 14

4.1.6 Friksjonssville test 20. – Største mulige dimensjon

Dette designet baserer seg på å lage et produkt som er så tungt som mulig, men samtidig oppfyller designkriteriene foruten maks vekt. Svillen har samme bredde i hele lengden, samt at den har samme vinkel fra bunn til topp for hele svillen. Utover det er høyden i senter sville satt til det maksimale av det som lar seg gjøre med tanke på å få montert befestigelsen som låser skinneprofilen. Se begrensninger for befestigelsesområde i design begrensningene kapittel 4.1.1.

Ved sammenligning av test nr. 14 og nr. 20 vil en se at den største differansen ligger i svillenes geometri. For test nr. 20 er egenvekten ca. 20 % høyere en hva den er for test nr. 14. Årsaken til dette er at test nr. 20 er størrelsesmessig blitt maksimert opp i mot kravene fra Bane NOR. Utover dette har begge designene 12 stk. armeringswire som er jevnt fordelt i elementene, der spennkraften er den samme, og differansen mellom gravitasjonssenter for betong og kraftsenter for forspenning også er lik.



Figur 23. Friksjonssville test nr. 20

Spesifikasjoner for design av friksjonssvillen		Oppfyller krav	
		Ja	Nei
Designet for 60E1 skinneprofil		X	
Design sporvidde iht. TSI på 1437mm		X	
Design kompatibelt med eksisterende sporvedlikeholdsmaskiner			X
Krav til svillens ytre design		**Svillens ytre design**	
	Krav	Verdier	Samsvar / ikke samsvar
Svillelengde (L)	2420 mm	2420 mm	Samsvar
Maks svillebredde (w)	320 mm	320 mm	Samsvar
Minimum bunnbredde på svilleende (b_1)	300 mm	320 mm	Samsvar
Minimum toppbredde ved skinnesete (b_2)	170 mm	170 mm	Samsvar
Maks høyde ved skinnesete (h):	225 mm	225 mm	Samsvar
Minimum areal på bunn (A):	650 000 mm^2	766 275 mm^2	Samsvar
Minimum masse av en sville (w_{min}):	285 kg	407 kg	Samsvar
Maksimum masse på en sville (w_{max}):	350 kg		Ikke samsvar
Skinnesete skal bli designet med helning på 1:20	1:20	1:20	Samsvar
Krav til svillens kapasiteter		**Svillens kapasitet**	
Karakteristisk moment i skinnesete $M_{kr\,pos}$	16,8 kNm	25,3 kNm	Samsvar
Karakteristisk moment i senter $M_{kc\,pos}$	7,8 kNm	19,0 kNm	Samsvar
Karakteristisk moment i senter: $M_{kc\,neg}$	-10,5 kNm	-16,4 kNm	Samsvar
Test moment i skinnesete: $M_{tr\,pos}$	21,38 kNm	33,3 kNm	Samsvar
Test moment i senter: $M_{tc\,neg}$	-14,3 kNm	-22,3 kNm	Samsvar
Test last i skinnesete: $F_{rr\,pos}$	171,0 kN	266,4 kN	Samsvar
Test last i senter: $F_{rc\,neg}$	-40,9 kN	-63,7 kN	Samsvar
Test last i skinnesete: $F_{rr\,0,05}$	295,7 kN	348,2 kN	Samsvar
Test last i skinnesete: F_{rB}	409,9 kN	417,6 kN	Samsvar

Tabell 12. Teknisk data Friksjonssville test nr. 20

5 Resultater og Diskusjon

I dette kapittelet gis en analyse av resultatene fra arbeidet, en gjennomgang av hvorvidt de ulike designvalg oppfyller alle kriterier, hvilke metoder som er benyttet for å optimere friksjonssvillen, nytten av en friksjonssville med høy egenvekt og de ulike erfaringer fra arbeidet.

5.1 Resultater.

Resultatene fra beregningsarbeidet viser en tydelig sammenheng mellom svillenes geometri,

armeringsposisjon, antall armeringswire, og kapasiteter for de ulike testmodellene i hjelpearket. Generelt er det for de ulike testene tatt utgangspunkt i 12 stk. armeringswire. Dette skyldtes at det tidlig ble avklart at 10 stk. ikke var tilstrekkelig, og at det produksjonsmessig er problematisk å plassere armeringswire i en posisjon direkte over svilleanker. Utfordringen med posisjon over svilleanker skyldes produksjonsmetoden langlinje, der wire under ifylling av støp fra betongutlegger vil komme i konflikt med svilleanker. Konflikten skyldes egenvekten til wire og det lange spennet, noe som medfører at wire blir liggende med en "nedbøyning" mot form. I det betongen legges i formene heises armeringen inn i korrekt posisjon av betongutleggeren, noe som innebærer stor risiko for at svilleankre kan bli revet ut av posisjon under støpe-prosess i det wire forflyttes fra den ene siden til den andre.

Tatt i betraktning av mulighetene for reduksjon av 1 stk. wire fra 12 stk. til 11 stk., ses ikke dette som et fornuftig alternativ med tanke på de små marginene som oppnås mellom krav og kapasitet til de ulike tester i hjelpearket. For F_{rB} som er det vanskeligste kriteriet å oppfylle, er det ved 12 stk. wire en relativt liten margin ned til kravet på 409,9 kN for alle utførte tester foruten test nr. 4 og 12. Grunnet de store differansene for gravitasjonssenter for betong og kraftsenter for forspenning for test nr. 4 og 12, oppnås hverken kravet til differanse mellom senterne for betong/forspenning, eller kravet til $F_{rc\,neg}$. Resultatene for F_{rB} for disse testene kan derfor sees bort ifra. Videre kan det vises til at oppnådd F_{rB} for de alternativer med 10 stk. wire i hjelpearket ligger på hhv. 263,7 kN (Løhren friksjonssville) og 353,1 kN. (Test nr. 3 – Oppfylle krav). Av disse resultatene er det kun resultatet på 353,1 kN som gir en pekepinn på forventet kapasitetsreduksjonen ved reduksjon av wire fra 12 til 10 stk. Grunnen til dette skyldes designforutsetningene for Løhren`s friksjonssville som oppnår 263,7 kN, se tabell 9. Av resultatet fra test nr. 3 sett opp imot de andre testene mellom nr. 1 og 11, ser vi at kapasiteten går fra et sted mellom 400 – 420 kN ved 12 stk. wire til 355kN ved 10 stk. wire. Dvs. at reduksjonen i kapasitet er ca. 22,5 – 32,5 kN pr. wire ved en tilnærmet optimal plassering i tverrsnittet.

Prosessen med å finne et optimalt design for den nye friksjonssvillen er delt inn i fire deler. Den første delen innebærer å finne kapasiteten til eksisterende produkter og å kartlegge der det ikke er samsvar mellom krav og verdier. Svarene fra kartleggingen vil deretter bli brukt som grunnlag for å bygge videre på de andre testene. For de tre neste delene er målet å finne ulike design som har til felles å oppfylle kravene til bæreevne. For det første av de tre designene er målet å finne en geometri som er så lett som mulig. For design to vil det være å

finne et design innenfor maks tillatt vekt. Mens det for det siste designet vil være å finne et design som er så tungt som mulig innenfor geometriens gitte rammer.

Del 1. Kapasitet til eksisterende produkt

For de to øverste testene i hjelpearket, se vedlegg 5, er det viktig å legge merke til at forutsetningene for svillenes geometri og vekt ikke blir oppfylt. Foruten dette bør det legges merke til at det for posisjonen av armeringen i Løhren friksjonssville er en differanse på 10 mm mellom gravitasjonssenter for betong og kraftsenter for forspenning. Dette er en detalj som kommer frem av resultatene fra kapasitetsberegningene for skinnesetet. Som en følge av at armeringen ligger høyt i produktet oppfyller ikke svillen de positive momentkravene, mens det for negativ test i svillesenter vil være en uønsket lang avstand ned til armering, noe som sikrer en god styrke hva gjelder $M_{kc\,neg}$. For testlastene kan en se sammenhengen fra momentkravene i form av at svillen kun holder kapasitetsmessig mot den negative testlasten i svillesenter.

Friksjonssvillen som tar utgangspunkt i JBV60 holder kapasitetsmessig for alle krav bortsett fra maks testlast F_{rB}. Grunnet svillens smale form er det lite betong i tverrsnittet ved skinnesetet. Dette medfører at elementet får et kapasitetsmessig lite bidrag fra betongen i dette området sammenlignet med et design som innehar større elementbredde. For armeringswire og betong i senter sville er det ingen differanse mellom gravitasjonssenter for betong og kraftsenter for armeringswire, utover det er armeringen godt fordelt i elementets tverrsnitt. Det sees derfor ingen god mulighet til å øke kapasiteten til elementet utover å øke antall armeringswire fra 12 stk. til 14 stk.

Del 2. Lett produkt

Svilledesignene som er testet fra nr. 1 til nr. 11 har som nevnt tidligere til hensikt å oppfylle alle krav, men samtidig gi et så lett produkt som mulig. Generelt er det små differanser i designet både for senter og skuldersnitt i alle varianter, men det er gjort en del variasjoner i plasseringen av armeringswire for å kartlegge en optimal posisjonering. For friksjonssvillene som har blitt kalt test nr. 1 og test nr. 2, ble det gjort forsøk på å spre armeringswire i 6 stk. ulike lag fordelt jevnt over tverrsnittet for å få en jevnt fordelt kraft i elementet. Grunnet liten sikkerhetsmargin for F_{rB}sees det fornuftig å sørge for noe mer armeringswire lengre ned i tverrsnittet for å styrke svillen opp i mot dette kravet.

For test nr. 3 er det gjort et forsøk på å redusere armerings mengde fra 12 stk. til 10 stk. wire for å se effekten, noe som gir en stor reduksjon for kapasiteten for test lastene $F_{rr\,0,05}$ og F_{rB}.

Grunnet den store reduksjonen i kapasiteten sees det ingen grunn til å teste ytterligere med 10 stk. wire.

Svillenes geometri i skinnesetet og i senter for test nr. 1 - 11 er relativt stabile, så det er små differanser i tverrsnittet i senter både hva gjelder høyde og bredde. Årsaken til justeringene henger for enkelte av testene sammen med krav til nødvendig overdekning for armeringen. Foruten mindre variasjoner i svillens geometri er det gjort en rekke tester for posisjonering av armeringen. Det mest merkbare i resultatene er armeringens kraftsenter sett opp i mot betongens gravitasjonssenter. For tilfeller der differansen mellom kraftsenter og gravitasjonssenter er stor, vil en se at kapasiteten for de positive kravene og testene blir betraktelig styrket om det gis en negativ differanse, mens det for de negative kravene og testene vil være ønskelig med en stor differanse i positiv retning. Det mest synlig eksempelet på sammenhengen er test nr. 4 der differansen mellom kraftsentrene er -8 mm og ingen av kravene til "negativ" kapasitet oppfylles (Se hjelpearket under kapittel 9 liste over vedlegg).

Testresultatene fra arbeidet viser at den største styrken mot testlasten F_{rB} oppnås for friksjonssville test nr. 11. Kapasiteten til friksjonssvillen er generelt noe over alle krav, samt at differansen for kraftsenter forspenning og gravitasjonssenter betong er minimal (-1 mm).

Del 3. Maksimal vekt

Testene som er gjort fra test nr. 12 - 16, er designet for å gi et produkt som er så tett som mulig på tillatt maksgrense hva gjelder vekt. Det er også for disse svillene små variasjoner i geometrien, mens det for plasseringen av wire er gjort justeringer for å finne en optimal posisjon og fordeling. For de ulike testene er det test nr. 12 som i dette tilfellet skiller seg ut. For denne testen er det – 8 mm differanse mellom kraftsentrene for betong og armering. Noe som gir negativ effekt for kravene i senter sville, og en styrke som er et godt stykke under det som kreves.

For test nr. 13 – 16 oppfylles alle krav, men det er resultater fra to av testene som skiller seg positivt ut. Både for test nr. 14 og test nr. 16 oppnås gode kapasiteter for alle krav, noe som medfører at en må gå dypere inn i detaljene for å velge hvilket produkt som er det optimale.

Basert på det tøffeste kriteriet som må kunne sies å være F_{rB}, er det et ønske om å få en god sikkerhetsmargin for verdien uten at det går på bekostning av de andre kravene. Det tas derfor utgangspunkt i at test nr. 14 er den optimale for denne gruppen tester. Videre kan en sammenligne de andre resultatene for de to alternativene. Begge alternativer har en differanse som er tilfredsstillende mellom kraftsenter og gravitasjonssenter, så det vil utelukkende være

kapasitetene som er avgjørende for valget. Ved analysering av resultatene for de to variantene ser en at det også for $F_{rc\,neg}$ er liten margin, samtidig er den prosentvise marginen her noe større en hva den er for F_{rB}. Dette danner grunnlaget for at en kan konkludere med at test nr. 14 er det optimale designet for friksjonssvillen i denne delen av arbeidet.

Del 4. Maksimal tyngde innenfor geometriens gitte rammer

Denne delen av arbeidet innebærer å utvikle et produkt som er så tungt som mulig, men samtidig oppfyller designkriteriene foruten maks vekt. Geometrien er i alle tilfellene identiske med tanke på at størrelsen er satt ut i fra designbegrensningene i kapittel 3.2.1.

Grunnet svillenes store tverrsnitt i senter viser det seg utfordrende å få til en wirefordeling som innebærer at produktet holder for alle krav, samt at differansen mellom gravitasjonssenter for betong og kraftsenter for forspenning ikke blir over de nevnte 2 mm som står forklart i 4.1.1. Ved posisjonering av wire tett på svillens bunn, må det kompenseres med wire høyt opp mot topp for å unngå bue på elementet som en følge av differansen mellom kraftsenter og gravitasjonssenter for hhv. armering og betong. Alternativet er å sentrere armeringen i svillen, noe som gir en redusert kapasitet som følge av kortere avstand mellom armeringen. Det optimale tilfellet sees derfor i testen som har fått betegnelsen test nr. 20.

5.2 Oppfyllelse av alle kriterier.

I arbeidet med å videreutvikle og optimalisere friksjonssvillen ble det gjort en rekke forsøk for å finne et produkt som oppfyller alle de nødvendige kriteriene satt av Bane NOR. Etter en rekke tester er resultatet flere design som oppfylte alle kriterier, og samtidig hadde noe margin til de strenge krav som er satt for svillens test laster $F_{rc\,neg}$ og F_{rB}.

Av designene som ble funnet mest optimale har vi friksjonssvillene i test nr. 11 og test nr. 14. For test nr. 11 var målet å finne et design som overholdt kravene, samt at det skulle være en sville som var så lett som mulig. For test nr. 14 var ønsket å utvikle et design for svillen som ga en egenvekt som var så tett på tillatt maksvekt som mulig.

For variantenes ytre design er det ikke store skilnader utover at egenvekten er økt med i overkant av 10 %, som en følge av at betongtverrsnitt er økt i hele svillens lengde for test nr. 14. Kapasitetsmessig gir den økte betongmengden en liten økning i styrken både i senter og skulderseksjon. Kraftsenter for forspenningen er flyttet noe opp i tverrsnittet, men den økte betongmengden bidrar til at kapasiteten for F_{rB} øker noe til tross at armeringen totalt sett flyttes noe opp i tverrsnittet.

Ved gjennomgang og sammenligning av de ulike kravene til bæreevne foruten maks kapasitet,

ses en økning i $F_{rc\,neg}$ for friksjonssville test nr. 14. Årsaken til dette skyldes utførelsen av testen, der trykklasten påføres på svillens underside. Svillen vil da få nytte av at spennwirenes kraftsenter ligger noe høyere i tverrsnittet. Kapasitetsmessig økes verdiene for $F_{rc\,neg}$ fra -42,3 kN til – 44,0 kN. Ser en på kravene som er satt for test lasten, $M_{tc\,neg}$ er det tydelig at dette er en forbedring om en ser på sikkerhetskoeffisienten for de to variantene. Sikkerhetskoeffisienten går fra 1,03 for friksjonssville test nr. 11 til 1,08 for friksjonssville test nr. 14.

Sikkerhetskoeffisienten er et forholdstall som angir forholdet mellom det nivået der materialet vil gå til brudd, og den tillatte belastningen av det. Det er derfor ønskelig ved gjennomgang av kapasiteten til produktet å ha en liten margin mellom kravet og kapasiteten. Nedenfor vises tabeller over resultatene for krav, kapasitet og sikkerhetskoeffisient for friksjonssville test nr. 11, test nr. 14 og test nr. 20.

	Krav	Kapasitet	Sikkerhetskoeffisient
$M_{kr\,pos}$	16,8 kNm	24,8 kNm	1,48
$M_{kc\,pos}$	7,8 kNm	13,7 kNm	1,76
$M_{kc\,neg}$	-10,5 kNm	-11,6 kNm	1,10
$M_{tr\,pos}$	21,4 kNm	31,9 kNm	1,49
$M_{tc\,neg}$	-14,3 kNm	-14,8 kNm	1,03
$F_{rr\,pos}$	171,0 kN	255,2 kN	1,49
$F_{rc\,neg}$	-40,9 kN	-42,3 kN	1,03
$F_{rr\,0,05}$	295,7 kN	349,2 kN	1,18
F_{rB}	409,9 kN	420,7 kN	1,03

Tabell 13. Friksjonssville test nr. 11 – oversikt krav, kapasiteter og sikkerhetskoeffisient.

	Krav	Kapasitet	Sikkerhetskoeffisient
$M_{kr\,pos}$	16,8 kNm	25,3 kNm	1,51
$M_{kc\,pos}$	7,8 kNm	14,1 kNm	1,81
$M_{kc\,neg}$	-10,5 kNm	-11,9 kNm	1,13
$M_{tr\,pos}$	21,4 kNm	32,8 kNm	1,53
$M_{tc\,neg}$	-14,3 kNm	-15,4 kNm	1,08
$F_{rr\,pos}$	171,0 kN	262,4 kN	1,53
$F_{rc\,neg}$	-40,9 kN	-44,0 kN	1,08
$F_{rr\,0,05}$	295,7 kN	354,0 kN	1,20
F_{rB}	409,9 kN	426,5 kN	1,04

Tabell 14. Friksjonssville test nr. 14 – oversikt krav, kapasiteter og sikkerhetskoeffisient.

	Krav	Kapasitet	Sikkerhetskoeffisient
$M_{kr\,pos}$	16,8 kNm	25,3 kNm	1,51
$M_{kc\,pos}$	7,8 kNm	19,0 kNm	2,44
$M_{kc\,neg}$	-10,5 kNm	-16,4 kNm	1,56
$M_{tr\,pos}$	21,4 kNm	33,3 kNm	1,56
$M_{tc\,neg}$	-14,3 kNm	-22,3 kNm	1,56
$F_{rr\,pos}$	171,0 kN	266,4 kN	1,56
$F_{rc\,neg}$	-40,9 kN	-63,7 kN	1,56
$F_{rr\,0,05}$	295,7 kN	348,2 kN	1,18
F_{rB}	409,9 kN	417,6 kN	1,02

Tabell 15. Friksjonssville test nr. 20 – oversikt krav, kapasiteter og sikkerhetskoeffisient.

Foruten kapasitetskriteriene var det ved design av ny sville viktig å se på de ulike kriteriene for det ytre design som er gitt i 3.2.1 Svillens ytre design. Test nr. 11 og test nr. 14 oppfyller disse kriteriene, men vi har en stor skilnad som taler for at det ene produktet er mer egnet for formålet til Bane NOR. Som det står skrevet i (Løhren, 2001), er svillevekten en av faktorene som har god innvirkning på sidemotstanden. Med dette som bakgrunn kan vi anta at friksjonssville nr. 14 er det mest egnede designet, om vi holder oss innen for alle kriteriene.

5.3 Metode for optimering av friksjonssvillen

For optimeringen av den nye friksjonssvillen ble det utført tre ulike operasjoner for å komme frem til det ønskede resultatet. Det første steget var å utarbeide en oversiktlig hjelpetabell som forklart i kapittel 4.1.2. Ut ifra tabellen eksisterer et godt grunnlag for å se nærmere på kapasiteten til de design som ønskes undersøkt nærmere.

Steg to i prosessen var å utføre beregninger basert på resultater fra hjelpearket. For denne operasjonen ble det benyttet et eksisterende beregningsverktøy utviklet internt i Consolis Rail av Arnaud Loac i 2011. Beregningsverktøyet er et enkelt Excel regneark basert på oppfyllelse av kriteriene som stilles i standardene EN 13230:2016 og EN 1992-1-1:2004.

For bruk av beregningsverktøyet må det legges inn en rekke data for å få ut det ønskede resultatet. Grunnet funksjonaliteten til regnearket var det letteste å hente ut enkelte av verdiene i hjelpetabellen etter at en har funnet vekten av sville og mest gunstig plassering av spennarmering. Verdiene som er hentet ut av hjelpetabell er følgende:

- Svillens geometri
- Lengden på element
- Armeringsposisjon

Utover de verdier som er hentet fra hjelptabellen er det nødvendig å legge til informasjon om type spennarmering og fasthetsklassen på betongen som benyttes.

Betongen er den siste viktige komponenten som må registreres i regnearket for å sikre riktige resultater. For sviller har Bane NOR stilt krav om at fastheten til betongen skal tilfredsstille klasse C50/60, dvs. en minste karakteristisk sylinderfasthet på 50 N/mm2 eller minste karakteristiske terningsfasthet på 60 N/mm2.

Referansene for resultatene i beregningsverktøyet er følgende standarder og dokumenter:

1. Europeisk jernbanestandard, EN 13230:2016
2. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, EN 1992-1-1:2004
3. Tekniske spesifikasjoner fra: https://trv.jbv.no/ts/Overbygning/Betongsviller

5.4 Nytten av en sville med høy egenvekt

Som nevnt i tabell 2, og avslutningsvis i kapittel 5.2 står det skrevet at svillens vekt er en av faktorene som har god innvirkning på sidestabiliteten i et spor. Videre kan det legges til at det i den samme tabellen står skrevet av friksjon på undersiden av svillen har betydelig innvirkning på sidestabiliteten. Med dette som utgangspunkt ble det laget et design der formålet var å maksimere størrelse og vekt, samt å implementere friksjonsmønsteret fra (Løhren, 2001). Designet som ble laget, har fått navnet friksjonssville test nr. 20, og er kort beskrevet og vist i kapittel 4.1.6.

Årsaken til at det er tatt med et produkt som ikke oppfyller kriteriene henger sammen med at det sees fornuftig å maksimere potensialet for friksjonssvillen hva gjelder bidraget til sidestabilitet i sporet. Sammenlignet med friksjonssvillene som ble utviklet i test nr. 11 og test nr. 14 vil ikke friksjonssville test nr. 20 ha noen nevneverdige svakheter, noe som kommer frem gjennom resultatene som vises i tabell 12 og tabell 15.

5.5 Erfaringer fra arbeidet

I arbeidet med videreutviklingen og optimeringen av friksjonssvillen har det dukket opp både mer og mindre nyttige erfaringer som bør nevnes avslutningsvis. Ut ifra all litteratur som eksisterer på området er det helt tydelig at det for en rekke jernbanestrekninger både nasjonalt og internasjonalt er behov for løsninger som bidrar til økt sidemotstand i sporet. Som vist i kapittel 2.6 eksisterer en rekke løsninger som har til hensikt å bedre sidestabiliteten til sporet, men det er vanskelig å finne gode sammenligningsdata for å kartlegge hvilke løsninger som er de mest optimale.

Ved gjennomgang av de ulike svillevariantene som har til hensikt å bedre sidestabiliteten kan en se store variasjoner både for design og materialvalg, og det er helt tydelig at for enkelte av variantene kreves alternativ redskap for både å legge ut og vedlikeholde spor. Et godt eksempel på dette er rammesvillen som vises i figur 7. Varianten består av en seksjon med to sammenkoblede sviller, der en sikrer et mer eller mindre kontinuerlig opplegg for skinneprofilene. Med en løsning som dette vil motstanden fra de enkelte rammesvillene være opptil 6 ganger større en for en standard betongsville jfr. kapittel 2.6. Med dette som utgangspunkt er det naturlig å tenke på alternativer til konvensjonelle standard betongsviller, der behovet for økt sidemotstand er størst.

For valg av svilledesign er det en rekke ulike faktorer som har innvirkning på sidemotstanden. I tabell 2 kapittel 1.5 Optimering av design er de ulike faktorene listet opp. Som nevnt i Løhren`s doktor ingeniøravhandling kan det stilles spørsmålstegn ved vurdering av tabellens kilde, noe som har medført at økt bredde på ballastskulderen, svilleavstand og befestigelsens klemkraft, er vurdert ulikt av kildene for tabellen. Løhren og Dogneton (Løhren, 2001; Dogneton, 1978). Foruten faktorene som er vurdert ulikt bør det også nevnes at det er underlig at svillens høyde er vurdert å være en faktor som har veldig god effekt på sidemotstanden. Antageligvis henger dette sammen med endearealet på svillen som vil være i direkte kontakt med ballasten, der ballast langt under ballasttopp er tyngre å forskyve grunnet massene som ligger over.

6 Konklusjon

Arbeidet som er presentert i denne oppgaven viser hvordan friksjonssvillen Alf Helge Løhren i samarbeid med Rasmus S. Nordal, utviklet gjennom sin doktor ingeniøravhandling i 2001, kan videreutvikles og optimaliseres med tanke på bl.a. større aksellast.

Gjennom analysering av resultatene som er kommet frem i arbeidet med utviklingen og optimaliseringen av den nye friksjonssvillen er det tre design som ble detaljert og 3D modellert. Av disse er det kun to design, test nr. 11 og test nr. 14, som oppfyller alle design kriterier fra TSI, Bane Nor og NS13230. Det tredje designet, test nr. 20, ble underkjent grunnet egenvekten som er høyere enn hva som tillates. Forøvrig kan dette designet være et interessant alternativ dersom Bane Nor skulle tillate den høye egenvekten ved en senere anledning

Designene som ble funnet optimale er hhv. designet i test nr. 11 og test nr. 14, der det må kunne sies å være test nr. 14 som er det helt optimale designet. Kapasitetsmessig har test nr.

14 noe høyere styrke for alle de ulike kapasitetskravene som stilles, samt at egenvekten er ca. 12 % høyere enn for test nr. 11. Tatt i betraktning at svillens vekt er en av faktorene som har god innvirkning på sidemotstanden, bør det tilstrebes å få et produkt som er så tett på maks tillatt vekt som overhode mulig. Konklusjonen for optimaliseringen og videreutviklingen av friksjonssvillen er derfor at test nr. 14 – Største tillatte dimensjon, er det anbefalte designet fra dette arbeidet.

7 Videre arbeid

Grunnet avgrensingene for masteroppgaven gis et par anbefalinger til videre arbeid som kan være interessant å undersøke nærmere, svilledesign og produksjonsmetode.

7.1 Svilledesign

Dersom Bane NOR kan godta å øke egenvekten på friksjonssvillen vil det være aktuelt å se nærmere på friksjonsville test nr. 20. Ettersom det ofte benyttes maskiner som skinne og veigående gravemaskiner og traktorer for stikkbytte og legging av betongsviller, vil en vektøkning for betongsviller ha mindre betydning kan det være aktuelt å utføre legging av kortere partier med samme type redskap. Det bør derfor undersøkes nærmere hvorvidt vektkriteriet kan økes fra 350 kg, til ca. 420 kg. I så fall vil friksjonssville test nr. 20 med størst vekt være den optimale friksjonssvillen for bedring av sporets sidemotstand.

7.2 Produksjonsmetode

Ved produksjon av Løhren friksjonssvillen i 2001 ble det utført en påstøp på en allerede ferdigstøpt sville. Med påstøp menes det i denne sammenheng at støpen gjøres i to omganger der det utføres en hovedstøp først, for så en ny støpeoperasjon i etterkant. Årsaken til at det ble gjort på dette viset er friksjonsmønsterets kompliserte form.

Som en følge av at designet for friksjonssvillen kompliserer produksjonen av svillen, bør det gjøres en vurdering av hva som er den optimale produksjonsmetoden for denne typen produkt. Et alternativ til langlinjemetoden som benyttes i eksisterende anlegg, kan være en form for karusell produksjon. Dette er arbeid som kan være interessant å undersøke nærmere som et videre arbeid.

8 Referanser

Bachmann, H. og Unbenhaun, O. (2003) Wide-sleeper track gains official approval, *INTERNATIONAL RAILWAY JOURNAL AND RAPID TRANSIT REVIEW*, 43(5).

Bane NOR (2014) *Overbygning/Prosjektering/Helsveist spor*. Tilgjengelig fra: https://trv.jbv.no/wiki/Overbygning/Prosjektering/Helsveist_spor (Hentet: 4. februar 2018).

Bane NOR (2015) *Aksialkrefter i helsveiset spor*. Tilgjengelig fra: http://www.jernbanekompetanse.no/wiki/Aksialkrefter_i_helsveist_spor (Hentet: 24. februar 2018).

Bane NOR (2017a) *Overbygning/Prosjektering/Ballast*. Tilgjengelig fra: https://trv.banenor.no/wiki/Overbygning/Prosjektering/Ballast (Hentet: 4. Februar 2018).

Bane NOR (2017b) *Overbygning/Betongsviller*. Tilgjengelig fra: https://trv.jbv.no/ts/Overbygning/Betongsviller (Hentet: 27. januar 2018).

Bane NOR (2017c) *Overbygning/Prosjektering/Generelle tekniske krav*. Tilgjengelig fra: https://trv.jbv.no/wiki/Overbygning/Prosjektering/Generelle_tekniske_krav#Overbygningsklasser (Hentet: 27. januar 2018).

Bane NOR (2018) *Overbygning/Prosjektering/Sporkonstruksjoner*. Tilgjengelig fra: https://trv.jbv.no/wiki/Overbygning/Prosjektering/Sporkonstruksjoner (Hentet: 4 Februar 2018).

Beck, A., Hempe, T. og Schlender, T. (2008) Experience gained with Y-steel sleeper track on german rail (DB AG), *Rail Engineering International*, 37(2).

Dogneton, P. (1978) The experimental determination of the axial and lateral track-ballast resistance *Railroad Track Mechanics and Technology*. Elsevier, s. 171-196.

Esveld, C. (1989) *Modern railway track*. Duisburg: MRT-Productions.

Hasan, N. (2017) Threshold Radius of a Ballasted CWR Curved Track: Curve Classification, *Journal of Transportation Engineering, Part A: Systems*, 143(7), s. 04017026.

Li, S. (2012) Railway sleeper modelling with deterministic and non-deterministic support conditions.

Liegner, N. (2004) *Investigation of the internal forces of the first track constructed with Y-shape steel sleepers under operation in Hungary. Summary of results of research* CIV. ENG., Periodica Polytechnica.Civil Engineering.

Lim, N. H. (2003) Stability of continuous welded rail track, *Computers & Structures*, 81(22-23), s. 2219-2236.

Løhren, A. H. (2001) *Økt sidestabilitet i jernbanespor med små kurveradier*, Institutt for veg- og jernbanebygging, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.

Løhren, A. H. (2015) BA6053 Sporgeometri og sporteknikk. *Krefter i helsveist spor*, 29 september.

Riessberger, K. (2002) Festere Fahrbahn auf Schotter: Thema des Monats: Oberbau, *ETR. Eisenbahntechnische Rundschau*, 51(4), s. 183-192.

Riessberger, K. (2003) Frame sleepers: A further development of ballasted track, *RAIL INTERNATIONAL*.

Riessberger, K. (2014) *Developing long lasting Ballast track*. Upublisert paper presentert på VTM 2014. Paris.

Selig, E., Yoo, T. og Panuccio, C. (1982) Mechanics. of. Ballast. Compaction, *VOLUME I: TECHNICAL REVIEW OF BALLAST COMPACTION AND RELATED TOPICS*.

Spannverankerungen (2004). Tilgjengelig fra: https://goesbouw.nl/assets/250/Verankeringen.pdf (Hentet: 29.03 2018).

Sørlie, P. H. (2008) *Krefter i helsveist spor*. Jernbaneverket.

TSI (2015) *Forskrift om gjennomføring av TSI-rullende materiell – lokomotiver og rullende materiell for passasjertrafikk*.

Wisting, T. (2016) *Sporvidde*. Tilgjengelig fra: https://snl.no/sporvidde.

Wisting, T. (2018) Jernbane. Tilgjengelig fra: https://snl.no/jernbane.

Zakeri, J. A. (2012) Lateral resistance of railway track *Reliability and safety in railway*. InTech.

9 Liste over vedlegg

Vedlegg 1: 3D figur - Tegning av Løhren friksjonssville

Vedlegg 2: 3D figur - Friksjonssville test nr. 11

Vedlegg 3: 3D figur - Friksjonssville test nr. 14

Vedlegg 4: 3D figur - Friksjonssville test nr. 20

Vedlegg 5: Hjelpeark

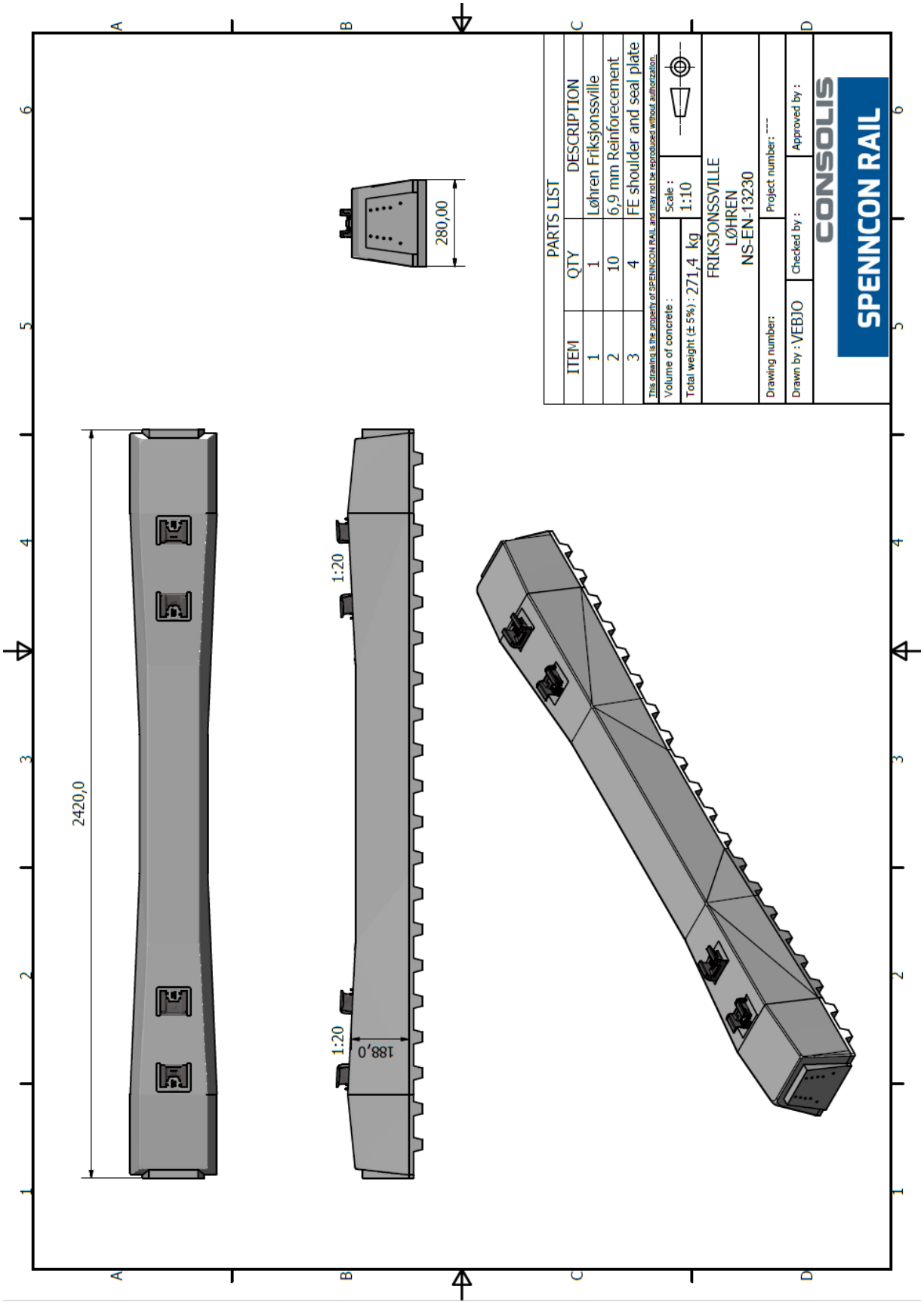
Vedlegg 6: Beregning Løhren friksjonssville

Vedlegg 7: Beregning test nr. 11

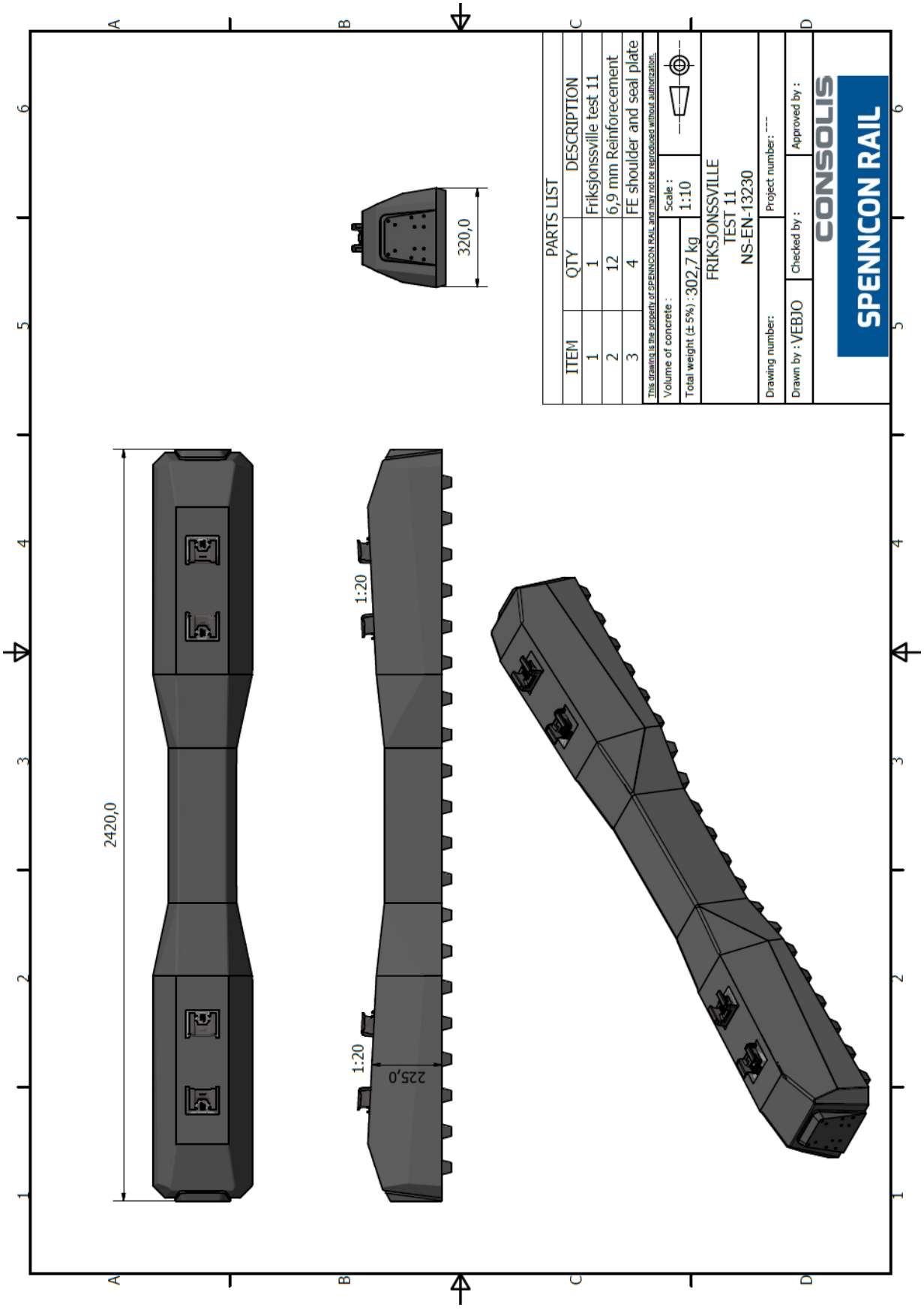
Vedlegg 8: Beregning test nr. 14

Vedlegg 9: Beregning test nr. 20

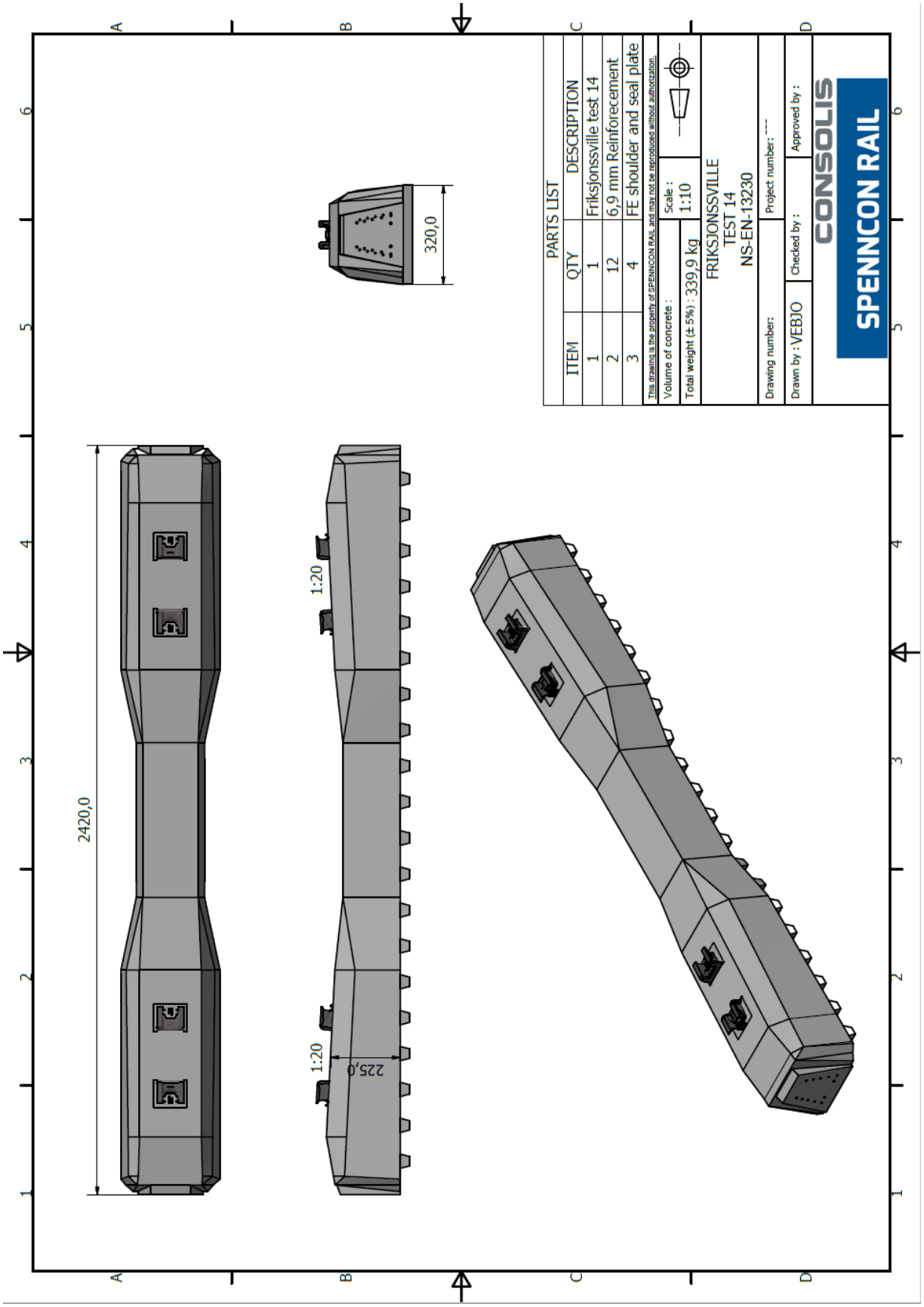
Vedlegg 1: 3D figur - Tegning av Løhren friksjonssville



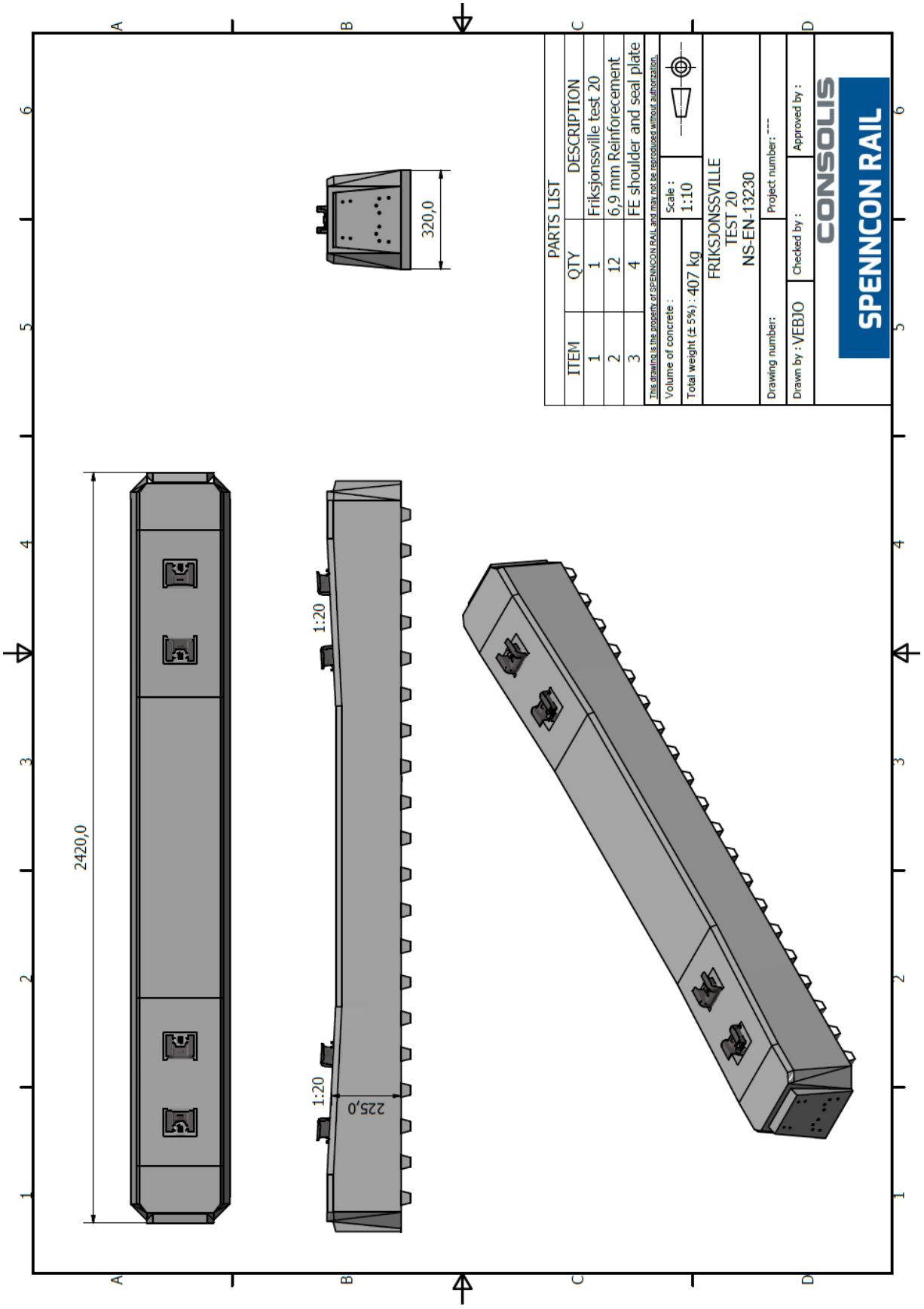
Vedlegg 2: 3D figur - Friksjonssville test nr. 11



Vedlegg 3: 3D figur - Friksjonssville test nr. 14

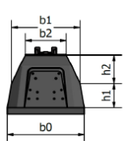


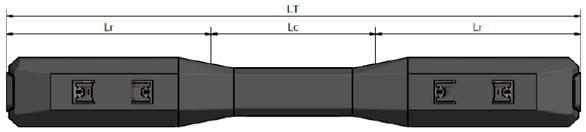
Vedlegg 4: 3D figur - Friksjonssville test nr. 20



Vedlegg 5: Hjelpeark

Sviller:	Svillens geometri										Lengder element			Tilnærmet vekt		Armeringsposisjon												Spennkraft	Gravitasjonssenter for betong og kraftsenter for forspenning						Kapasitetskrav									
	Skinnesete					Senter								Vulster	Element inkl. vulster (Tilnærmet vekt)	lag 1		lag 2		lag 3		lag 4		lag 5		lag 6		Totalt antall wire		Betong	Skinnesete Forspenning	Differanse	Betong	Senter Forspenning	Differanse	Karakteristiske moment			Test moment		Test last			
	h_{s1} (mm)	h_{s2} (mm)	b_{s0} (mm)	b_{s1} (mm)	b_{s2} (mm)	h_{c1} (mm)	h_{c2} (mm)	b_{c0} (mm)	b_{c1} (mm)	b_{c2} (mm)	L_T (mm)	L_c (mm)	L_T (mm)	W_v (kg)		p_1 (mm)	n_1 (stk)	p_2 (mm)	n_2 (stk)	p_3 (mm)	n_3 (stk)	p_4 (mm)	n_4 (stk)	p_5 (mm)	n_5 (stk)	p_6 (mm)	n_6 (stk)	(stk)	(kN pr. wire)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	$M_{Tr\,pos}$ (kNm)	$M_{kc\,pos}$ (kNm)	$M_{kc\,neg}$ (kNm)	$M_{rr\,pos}$ (kNm)	$M_{rc\,neg}$ (kNm)	$F_{rr\,pos}$ (kN)	$F_{rc\,neg}$ (kN)	$F_{rr\,0.05}$ (kN)	F_{rB} (kN)
Løhren friksjonssville:	81	124	264	237	191	188	0	220	170	0	755	910	2420	13,7	263,5	66	2	87	4	108	2	150	2					10	31,5	97,0	99,6	-1	90,0	99,6	10	13,6	9,4	-13,3	18,4	-16,8	147,2	-48,0	216,9	263,7
Test - friksjonssville utgangspunkt i JBV60	175	36	278	205	170	175	0	220	150	0	840	740	2420	14,3	269,4	39	4	72	2	93	2	114	2	135	2			12	32,5	99,0	82,0	-21	82,0	82,0	0	22,9	13,1	-11,6	29,7	-14,8	237,6	-42,3	320,8	388,3
Test nr. 1. - Oppfylle krav	75	150	320	257	170	185	0	220	160	0	840	740	2420	15,9	294,7	35	2	45	2	75	2	100	2	125	2	150	2	12	32,5	103,0	88,0	88	87,6	88,3	1	24,1	13,1	-12,2	31,2	-15,5	249,6	43,6	358,6	412,8
Test nr. 2. - Oppfylle krav	225		320	170		185	0	220	160	0	840	740	2420	15,9	300,6	35	2	45	2	70	2	95	2	125	2	150	2	12	34,0	101,0	86,7	-16	87,6	86,7	-1	24,2	13,6	-11,7	30,9	-14,9	247,2	-42,6	343,3	412,9
Test nr. 3. - Oppfylle krav	75	150	320	260	170	185	0	220	160	0	840	740	2420	15,9	296,0	40	2	65	2	90	2	115	2	140	2			10	32,5	103,0	90,0	-13	87,6	90,0	2	21,0	11,2	-11,2	27,8	-14,4	222,4	-41,1	293,0	353,1
Test nr. 4. - Oppfylle krav	75	150	320	260	170	185	0	220	160	0	840	740	2420	15,9	296,0	35	4	60	2	85	2	120	2	145	2			12	32,5	103,0	80,0	-23	87,6	80,0	-8	26,8	15,6	-9,6	34,2	-12,7	273,6	-36,3	369,5	444,7
Test nr. 5. - Oppfylle krav	75	150	320	260	170	185	0	220	160	0	840	740	2420	15,9	296,0	45	4	70	2	95	2	120	2	145	2			12	32,5	103,0	86,7	-16	87,6	86,7	-1	24,7	13,6	-11,6	31,8	-14,9	254,4	-42,6	349,2	420,0
Test nr. 6. - Oppfylle krav	75	150	320	260	170	190	0	220	160	0	840	740	2420	15,9	297,7	40	2	65	4	90	2	130	2	155	2			12	32,5	103,0	90,8	-12	90,0	90,8	1	23,3	13,5	-12,6	30,4	-16,1	243,2	-46,0	336,1	404,6
Test nr. 7. - Oppfylle krav	75	150	320	260	170	190	0	220	160	0	840	740	2420	15,9	297,7	40	4	60	2	105	2	130	2	155	2			12	32,5	103,0	88,3	-15	90,0	88,3	-2	24,1	14,3	-11,9	31,3	-15,3	250,4	-43,7	343,7	413,7
Test nr. 8. - Oppfylle krav	75	150	320	260	170	190	0	220	170	0	840	740	2420	15,9	299,4	35	4	65	2	105	2	130	2	155	2			12	32,5	103,0	87,5	-16	91,0	87,5	-4	24,4	14,9	-11,6	31,6	-15,1	252,8	-43,1	346,2	415,6
Test nr. 9. - Oppfylle krav	75	150	320	260	170	190	0	220	185	0	840	740	2420	15,9	301,9	45	4	80	2	105	2	130	2	150	2			12	32,5	103,0	92,5	-11	92,3	92,5	0	22,8	13,7	-13,1	29,8	-16,9	238,4	-48,3	331,1	400,5
Test nr. 10. - Oppfylle krav	75	150	320	257	170	185	0	220	160	0	840	740	2420	15,9	294,7	35	4	60	2	105	2	130	2	155	2			12	32,5	103,0	86,7	-18	87,6	86,7	-1	24,7	13,6	-11,7	31,8	-14,9	254,4	-42,6	348,5	418,4
Test nr. 11. - Oppfylle krav	75	150	320	257	170	185	0	220	160	0	840	740	2420	15,9	294,7	40	4	70	2	80	2	133	2	155	2			12	32,5	103,0	86,3	-17	87,6	86,3	-1	24,8	13,7	-11,6	31,9	-14,8	255,2	-42,3	349,2	420,7
Test nr. 12. - Største tillatte dimensjon	160	65	320	280	190	185	0	220	180	0	840	740	2420	15,9	336,7	40	4	65	2	90	2	115	2	130	2			12	32,5	105,0	80,0	-25	89,4	80,0	-9	27,7	16,2	-9,5	35,4	-12,8	283,2	-36,6	378,5	456,0
Test nr. 13. - Største tillatte dimensjon	160	65	320	280	190	185	0	220	180	0	840	740	2420	15,9	336,7	40	4	70	2	100	2	130	2	160	2			12	32,5	105,0	90,0	-15	89,4	90,0	1	24,6	13,2	-12,7	31,9	-16,2	255,2	-46,3	345,8	415,7
Test nr. 14. - Største tillatte dimensjon	160	65	320	280	190	185	0	220	180	0	840	740	2420	15,9	336,7	40	4	70	2	100	2	125	2	150	2			12	32,5	105,0	87,5	-18	89,4	87,5	-2	25,3	14,1	-11,9	32,8	-15,4	262,4	-44,0	354,0	426,5
Test nr. 15. - Største tillatte dimensjon	160	65	320	280	190	185	0	230	170	0	840	740	2420	16,0	336,9	40	4	70	2	100	2	130	2	160	2			12	32,5	105,0	90,0	-15	87,9	90,0	2	24,6	12,9	-12,9	31,9	-16,9	255,2	-48,3	345,8	415,7
Test nr. 16. - Største tillatte dimensjon	160	65	320	280	190	185	0	235	175	0	840	740	2420	16,1	338,6	40	4	65	2	90	2	135	2	160	2			12	32,5	105,0	88,3	-17	88,0	88,3	0	25,0	13,5	-12,4	32,4	-15,9	259,2	-45,4	350,8	421,8
Test nr. 17. - Største mulige dimensjon	225	0	320	280	260	210	0	320	260	0	840	740	2420	17,5	397,8	40	4	75	2	120	2	155	2	180	2			12	32,5	110,0	101,7	-8	101,4	101,7	0	24,4	18,2	-17,2	32,5	-23,2	260,0	-66,3	340,6	408,6
Test nr. 18. - Største mulige dimensjon	225	0	320	280	260	210	0	320	260	0	840	740	2420	17,5	397,8	50	4	75	2	100	2	155	2	180	2			12	32,5	110,0	101,7	-8	101,4	101,7	0	24,4	18,2	-17,2	32,4	-23,2	259,2	-66,3	340,6	409,9
Test nr. 19. - Største mulige dimensjon	225	0	320	280	260	210	0	320	260	0	840	740	2420	17,5	397,8	35	2	70	4	100	2	155	2	180	2			12	32,5	112,0	101,7	-10	101,4	101,7	0	24,4	18,2	-17,2	32,4	-23,2	259,2	-66,3	340,6	406,1
Test nr. 20. - Største mulige dimensjon	225	0	320	280	260	210	0	320	260	0	840	740	2420	17,5	397,8	40	2	70	4	80	2	155	2	180	2			12	32,5	112,0	99,2	-13	101,4	99,2	-2	25,3	19,0	-16,4	33,3	-22,3	266,4	-63,7	348,2	417,6
Krav til friksjonssvillen	**Maks høyde: 225 mm**		**300 -320 mm**		**Min: 170 mm**						**2420 mm**				**285 - 350 kg**																		**16,8**	**7,8**	**-10,5**	**21,4**	**-14,3**	**171,0**	**-40,9**	**295,7**	**409,9**





Vedlegg 6: Beregning Løhren friksjonssville

1 INTRODUCTION
2 INPUT DATA
- 2.1 Material properties
  - 2.1.1 Concrete
  - 2.2.1 Prestressing steel
- 2.3 Geometry of the sleeper
- 2.4 Strand patern
- 2.5 Fabrication process
- 2.6 Applicable standards

3 STATIC PROPERTIES OF THE SECTIONS
- 3.1 Characteristics of the concrete sections
- 3.2 Characteristics of the equivalent section concrete/steel at prestress release
- 3.3 Characteristics of the equivalent section concrete/steel at 28 days

4 DETERMINATION OF INITIAL PRESTRESSING FORCE
- 4.1 Maximum stressing force
- 4.2 Immediate losses of prestress
  - 4.2.1 Arbitrary immediate loss of prestress
  - 4.2.2 Loss due to relaxation
  - 4.2.3 Losses due to temperature
  - 4.2.4 Loss due to elastic deformation of concrete
- 4.3 Situation after transfer of prestressing
  - 4.3.1 Prestressing force after transfer of prestressing
  - 4.3.2 Verification of concrete after transfer of prestressing

5 EVALUATION OF LONG TERM LOSSES
- 5.1 Calculation of creep coefficient
- 5.2 Long term losses due to shrinkage
  - 5.2.1 Drying shrinkage strain
  - 5.2.2 Autogenous shrinkage strain
  - 5.2.3 Total losses due to shrinkage
- 5.3 Long term losses due to creep
- 5.4 Long term losses due to steel relaxation

6 ACTING PRESTRESSING FORCE AND PARTICULAR MOMENTS OF THE SLEEPER
- 6.1 Acting prestressing force
- 6.2 Characteristic bending moments of the sleeper
- 6.3 First crack bending moments of the sleeper
- 6.4 Safety factor

1 INTRODUCTION

The goal of this note is to calculate the design moments of the sleeper in order to verify that its characteritics comply with the efforts it will be submitted to in track
The design moments of the sleeper are the characteritic moments of the sleeper and the test bending moments of the sleeper. They are defined in the EN 13230-6 as:

-Characteristic moment: moment that causes a tension into concrete at infinite time superior to the flexural strength of concrete under fatigue loads.
-Test bending moment or first crack test bending moment: moment that causes a tension into concrete superior to the flexural strength of concrete . As this moment is time dependant it is considered the value at 28 days.

As a consequence, the progression of the note will be as following:"

- Description of the sleeper
- Calculation of the prestressing losses
- Calculation of the characteristic and testing moments

The prestressing force after transfer and the long term losses are calculated according EN 1992-1-1 as proposed into EN 13230-6 §6.2.7. The values of the different parameters is directly taken from the common european standard. If needed, verification using national parameters from the different national annexes can be made separatly.
Calculation only applies to concrete sleepers prestressed by pretension; It doesn't apply to concrete sleepers prestressed by post-tension.

2 INPUT DATA

2.1 Material properties

2.1.1 Concrete

Strength class of concrete: C50/60

Type of cement: 52,5R

Concrete flexural strength under fatigue loads fct,fl,fat: 3 MPa

Concrete flexural strength at 28 days, fct,fl,28: 5,5 MPa

2.2.1 Prestressing steel

Young modulus of prestressing steel, Ep=205000 MPa

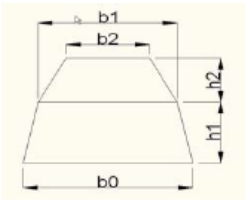
The characteristics of the prestressing tendons used are the following:

désignation	diametre	f,p,k	Fp,k	Fp,0,1,k	section
Y1860S3-6,9-1	6,9 mm	1 860 MPa	43,5 kN	38,3 kN	23 mm²

2.3 Geometry of the sleeper

The sleeper is defined by its sections at rail seat and at its centre. As a simplification, each section is decomposed into two trapeziums wich dimensions are presented in the following table:

	At rail seat	At centre
h1	0,08 m	0,19 m
h2	0,12 m	0,00 m
b0	0,26 m	0,22 m
b1	0,24 m	0,17 m
b2	0,19 m	0,00 m



2.4 Strand patern

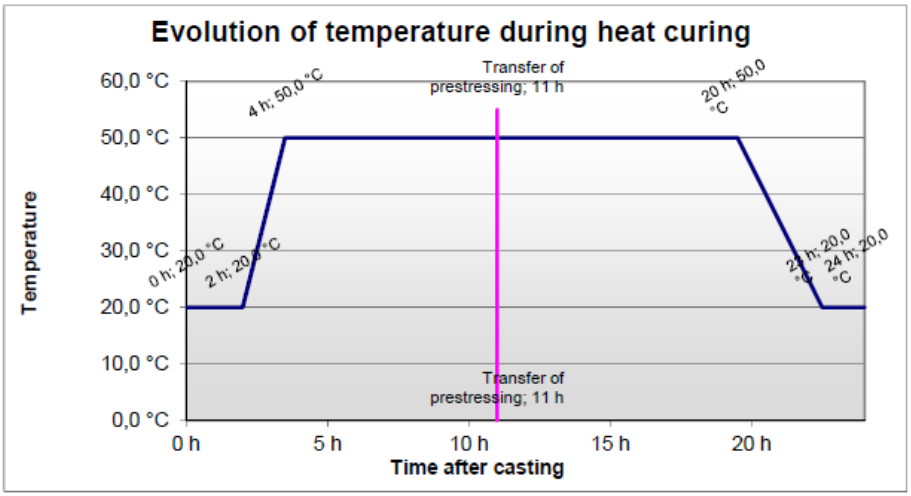
The position of each prestressing layer, the type and the number of tendon in each layer and the prestressing force applied to each tendon of the layer is described in the table hereafter:

N Layer	Nb wire	Position	Tendons	F0
1	2	0,07 m	Y1860S3-6,9-1	32 kN
2	4	0,09 m	Y1860S3-6,9-1	32 kN
3	2	0,11 m	Y1860S3-6,9-1	32 kN
4	2	0,15 m	Y1860S3-6,9-1	32 kN
5				
6				

Note: The position of each layer is described as its distance from the bottom surface of the sleeper.

2.5 Fabrication process

The maturation of the sleeper is performed using heat control. The characteristic heat curing cycle is described in the chart below:



Transfer of prestressing is performed 11 hours after casting.
Rate of humidity is assumed to be 80%.

2.6 Applicable standards

The calculation method is based on the recomandations of the prEN 13230-6, Railway applications - Track - Concrete sleepers and bearers - Part 6: Design.
The calculation of the prestressing losses is performed in accordance with the EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part1: General rules and rules for building.

The expected lifetime of the sleeper is 50 years.

3 STATIC PROPERTIES OF THE SECTIONS

The mechanical properties of the sleeper depend on the sections at rail seat and at centre. In the following parts, the following results will be presented:

-Characteristics of the concrete section
-Characteristics of the equivalent section concrete+steel at prestress release
-Characteristics of the equivalent section concrete+steel at 28 days

3.1 Characteristics of the concrete sections

The sections are considered as plain concrete sections without prestressing steel.

	Rail seat	Centre
Surface of the concrete section Ac	4,68E-02 m²	3,67E-02 m²
Height of the centre of gravity zGc	9,70E-02 m	9,00E-02 m
Inertia of the concrete section Ic	1,62E-04 m4	1,07E-04 m4
Perimeter of the concrete section u	8,71E-01 m	7,69E-01 m
Notional size of the section h	107 mm	95 mm

EN 1992-1-1 §3.1.4

3.2 Characteristics of the equivalent section concrete/steel at prestress release

The static values of the equivalent sections are calculated by replacing the prestressing tendon by an equivalent concrete area. The coefficient of equivalence between steel and concrete is obtained by dividing the Young modulus of steel by the Young modulus of concrete at the time considered.
The influence of heat curing on the concrete properties is taken into account by substituting the actual age 't' of the concrete by the temperature adjusted age 'tT':

Temperature adjusted concrete age at prestress release tT=1,33 d.
Compressive strength of concrete at prestress release fcm(tT)=28,3 MPa.
Modulus of elasticity of concrete at prestress release Ecm(tT)=30 MPa.
Coefficient of equivalence between steel and concrete at prestress release n(tT)=6,8.

	Rail seat	Centre
Surface of the equivalent section Ai	4,82E-02 m²	3,80E-02 m²
Height of the centre of gravity zGi	9,71E-02 m	9,03E-02 m
Inertia of the equivalent section Ii	1,62E-04 m4	1,08E-04 m4
Lever arm of the prestressing ei	-2,52E-03 m	-9,27E-03 m

3.3 Characteristics of the equivalent section concrete/steel at 28 days

Compressive strength of concrete at 28 days fcm(28)=58 MPa.
Modulus of elasticity of concrete at 28 days Ecm(28)=37,3 MPa.
Coefficient of equivalence between steel and concrete at 28 days n(28)=5,5.

	Rail seat	Centre
Surface of the equivalent section Ai	4,79E-02 m²	3,77E-02 m²
Height of the centre of gravity zGi	9,71E-02 m	9,03E-02 m
Inertia of the equivalent section Ii	1,62E-04 m4	1,08E-04 m4
Lever arm of the prestressing ei	-2,53E-03 m	-9,35E-03 m

4 DETERMINATION OF INITIAL PRESTRESSING FORCE

4.1 Maximum stressing force

It is verified that the maximum force applied to one tendon doesn't exceed the maximum authorized value given by the following formula:

$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max}$ *EN 1992-1-1 §5.10.2.1*

where:

A_p is the cross-sectional area of the tendon

$\sigma_{p,max}$ is the maximum stress applied to the tendon
$= \min \{ k_1 \cdot f_{pk} ; k_2 \cdot f_{p0,1k} \}$

With k1=0.8 and k2=0.95 as the force applied can be mesured to an accuracy of +/- 5%.
The results for each layer are presented in the following table:

N layer	F0	Pmax	
1	31,5 kN	34,5 kN	OK
2	31,5 kN	34,5 kN	OK
3	31,5 kN	34,5 kN	OK
4	31,5 kN	34,5 kN	OK

The total force applied at the active end of the tendons during tensioning is 315kN.

4.2 Immediate losses of prestress

4.2.1 Arbitrary immediate loss of prestress

No arbitrary loss is taken into account.

4.2.2 Loss due to relaxation

This loss is due to the relaxation of the prestressing steel during the period elapsed between tensioning of the wires and transfer of prestressing. Is is evaluated using the following formula for a class 2 prestressing steel:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0{,}66 \quad \rho_{1000} \quad e^{9{,}1\,\mu} \quad \left(\frac{t}{1000}\right)^{0{,}75\,(1-\mu)} \quad 10^{-5}$$ *EN 1992-1-1 §3.3.2*

With

$\Delta\sigma_{pr}$ is absolute value of the relaxation losses of the prestress

σ_{pi} For post-tensioning σ_{pi} is the absolute value of the initial prestress $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$ (see also 5.10.3 (2));
For pre-tensioning σ_{pi} is the maximum tensile stress applied to the tendon minus the immediate losses occurred during the stressing process see 5.10.4 (1) (i)

t is the time after tensioning (in hours)

μ $= \sigma_{pi}/f_{pk}$, where f_{pk} is the characteristic value of the tensile strength of the prestressing steel

ρ_{1000} is the value of relaxation loss (in %), at 1000 hours after tensioning and at a mean temperature of 20°C.

To cater for the effects of heat treatment on the prestress loss due to the relaxation of the prestressing steel, an equivalent time is added to the time after tensioning in the formula above. This equivalent time is estimated from the following formula:

EN 1992-1-1 §10.3.2.2

$$t_{eq} = \frac{1{,}14^{T_{max}-20}}{T_{max}-20} \sum_{i=1}^{n} \left(T_{(\Delta t_i)} - 20\right) \Delta t_i$$

where

t_{eq} is the equivalent time (in hours)
$T_{(\Delta ti)}$ is the temperature (in °C) during the time interval Δt_i
T_{max} is the maximum temperature (in °C) during the heat treatment

The application of this formula with the heat treatment cycle described in §2.5 gives teq=423 hours.

With ρ1000=2.5% it is obtained ΔPr=3,2kN

4.2.3 Losses due to temperature

In the case of heat curing of precast concrete elements, the diminution of the tension in the tendons and the restrained dilatation of the concrete due to the temperature, induce a specific thermal loss ΔPθ. This loss is estimated by the following expression:

EN 1992-1-1 §10.5.2

$$\Delta P_\theta = 0{,}5\, A_p\, E_p\, \alpha_c\, (T_{max} - T_o)$$

Where

A_p is the cross-section of tendons
E_p is the elasticity modulus of tendons
α_c is the linear coefficient of thermal expansion for concrete
$T_{max} - T_0$ is the difference between the maximum and initial temperature in the concrete near the tendons, in °C

With Ap=234 cm², Ep=205000 MPa, αc=10E-06 K-1 and Tmax-T0=30 °C, the following value of loss is obtained:

ΔPθ=7,2kN

4.2.4 Loss due to elastic deformation of concrete

The loss of prestress due to elastic shortening of concrete is estimated at rail seat and at centre section using the following formula:

$$\Delta P_{el} = \frac{\frac{E_p}{E_c} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left[1 + \frac{A_i \cdot e_i^2}{I_i}\right]}{1 + \frac{E_p}{E_c} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left[1 + \frac{A_i \cdot e_i^2}{I_i}\right]} \cdot \left[F_0 - \Delta P_\mu - \Delta P_r - \Delta P_\theta\right]$$

Where

Ep is the elasticity modulus of tendons
Ec is the elasticity modulus of concrete
Ap is the cross section of tendons
Ac is the cross section of concrete
Ai is the equivalent cross section
Ii is the inertia of the equivalent cross section
ei is the lever arm of prestress

With the values for the sections and the characteritics of the materials calculated at transfer and presented above it is obtained:

- At rail seat ΔPel=10,1kN
- At centre section ΔPel=13,1kN

4.3 Situation after transfer of prestressing

4.3.1 Prestressing force after transfer of prestressing

It is verified that the maximum force into the tendons after transfer of prestressing doesn't exceed the maximum authorized value given by the following formula:

$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x)$ *EN 1992-1-1 §5.10.3*

where:

$\sigma_{pm0}(x)$ is the stress in the tendon immediately after tensioning or transfer
$= \min \{ k_7 \cdot f_{pk} ; k_8 f_{p0,1k} \}$

With k7=0.75 and k2=0.85.

The results for each layer are presented in the following table:

N layer	Pm0	Pm max	
1	29,5 kN	32,6 kN	OK
2	29,5 kN	32,6 kN	OK
3	29,5 kN	32,6 kN	OK
4	29,5 kN	32,6 kN	OK

The total force applied for each section after transfer is:

- At rail seat, Pm0=294,6kN
- At centre section Pm0=291,5kN

4.3.2 Verification of concrete after transfer of prestressing

The maximum compressive stress into concrete calculated after release of prestress is σcmax=10,1MPa.

Compression into concrete after release of prestress is acceptable as doesn't exceed 0.60xfck(t)=0.60x20,3=12,2 MPa. (EN 1992-1-1 &5.10.2.2)

5 EVALUATION OF LONG TERM LOSSES

The time dependent losses are calculated by considering:

- The reductions of stress due to the reduction of strain, caused by the deformation of concrete due to creep and shrinkage, under the permanent loads.
- The reduction of stress in the steel due to the relaxation under tension.

They are calculated according to the following simplified method:

EN 1992-1-1 §5.10.6

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta\sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0{,}8\Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t,t_0).\sigma_{c+QP}}{1+\frac{E_p}{E_{cm}}\frac{A_p}{A_c}(1+\frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2)[1+0{,}8\,\varphi(t,t_0)]}$$

where:

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$	is the absolute value of the variation of stress in the tendons due to creep, shrinkage and relaxation at location x, at time t
ε_{cs}	is the estimated shrinkage strain
E_p	is the modulus of elasticity for the prestressing steel
E_{cm}	is the modulus of elasticity for the concrete
$\Delta\sigma_{pr}$	is the absolute value of the variation of stress in the tendons at location x, at time t, due to the relaxation of the prestressing steel. It is determined for a stress of $\sigma_p = \sigma_p(G+P_{m0}+\psi_2 Q)$ where $\sigma_p = \sigma_p(G+P_{m0}+\psi_2 Q)$ is the initial stress in the tendons due to initial prestress and quasi-permanent actions.
$\varphi(t,t_0)$	is the creep coefficient at a time t and load application at time t_0
$\sigma_{c,QP}$	is the stress in the concrete adjacent to the tendons, due to self-weight and initial prestress and other quasi-permanent actions where relevant. The value of $\sigma_{c,QP}$ may be the effect of part of self-weight and initial prestress or the effect of a full quasi-permanent combination of action ($\sigma_c(G+P_{m0}+\psi_2 Q)$), depending on the stage of construction considered.
A_p	is the area of all the prestressing tendons at the location x
A_c	is the area of the concrete section.
I_c	is the second moment of area of the concrete section.
z_{cp}	is the distance between the centre of gravity of the concrete section and the tendons

In the following, long term losses are calculated at 28 days and for the expected lifetime of the sleeper. More over, in the following clauses, calculation is split into 4 parts:

-Calculation of creep coefficient
-calculation of long term losses due to shrinkage
-calculation of long term losses due to creep
-calculation of long term losses due to steel relaxation.

5.1 Calculation of creep coefficient

Creep coefficient is calculated according Annex B.1 of EN 1992-1-1. The main steps of calculation are reminded here:

EN 1992-1-1 §B.1

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t,t_0)$$

where:

φ_0 is the notional creep coefficient and may be estimated from:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

φ_{RH} is a factor to allow for the effect of relative humidity on the notional creep coefficient:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{for } f_{cm} \le 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right] \cdot \alpha_2 \quad \text{for } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

(B.3b)

RH is the relative humidity of the ambient environment in %

$\beta(f_{cm})$ is a factor to allow for the effect of concrete strength on the notional creep coefficient:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16{,}8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

f_{cm} is the mean compressive strength of concrete in MPa at the age of 28 days

$\beta(t_0)$ is a factor to allow for the effect of concrete age at loading on the notional creep coefficient:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0{,}1 + t_0^{0{,}20})}$$

h_0 is the notional size of the member in mm where:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

A_c is the cross-sectional area

u is the perimeter of the member in contact with the atmosphere

$\beta_c(t,t_0)$ is a coefficient to describe the development of creep with time after loading, and may be estimated using the following Expression:

$$\beta_c(t,t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)}\right]^{0{,}3}$$

t is the age of concrete in days at the moment considered

t_0 is the age of concrete at loading in days

$t - t_0$ is the non-adjusted duration of loading in days

β_H is a coefficient depending on the relative humidity (*RH* in %) and the notional member size (h_0 in mm). It may be estimated from:

$$\beta_H = 1{,}5\,[1 + (0{,}012\,RH)^{18}]\,h_0 + 250 \le 1500 \quad \text{for } f_{cm} \le 35$$

$$\beta_H = 1{,}5\,[1 + (0{,}012\,RH)^{18}]\,h_0 + 250\,\alpha_3 \le 1500\,\alpha_3 \quad \text{for } f_{cm} \ge 35$$

$\alpha_{1/2/3}$ are coefficients to consider the influence of the concrete strength:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0{,}7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0{,}2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0{,}5}$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{f_{cm}}{f_{cm}}\right] \qquad \alpha_2 = \left[\frac{f_{cm}}{f_{cm}}\right] \qquad \alpha_3 = \left[\frac{f_{cm}}{f_{cm}}\right]$$

(2) The effect of type of cement (see 3.1.2 (6)) on the creep coefficient of concrete may be taken into account by modifying the age of loading t_0 in Expression (B.5) according to the following Expression:

$$t_O = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^{\alpha} \geq 0{,}5$$

where:

$t_{0,T}$ is the temperature adjusted age of concrete at loading in days adjusted according to Expression (B.10)

α is a power which depends on type of cement
= -1 for cement Class *S*
= 0 for cement Class *N*
= 1 for cement Class *R*

(3) The effect of elevated or reduced temperatures within the range 0 – 80°C on the maturity of concrete may be taken into account by adjusting the concrete age according to the following Expression:

$$t_T = \sum_{i=1}^{n} e^{-(4000/[273+T(\Delta t_i)]-13{,}65)} \cdot \Delta t_i$$

where:

t_T is the temperature adjusted concrete age which replaces *t* in the corresponding equations

$T(\Delta t_i)$ is the temperature in °C during the time period Δt_i

Δt_i is the number of days where a temperature *T* prevails.

With the parameters of the project, the value of creep coefficient is:

φ(t,t0)	Rail seat	Centre
At 28 days	0,60	0,61
At end of life	1,39	1,39

5.2 Long term losses due to shrinkage

The part of the long term losses due to shrinkage is calculated using the following formula:

$$\Delta P_{\varepsilon} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}(t)} \cdot \frac{A_p}{A_c(t)} \left(1 + \frac{A_c(t)}{I_c(t)} \cdot e_i^2 \right) [1 + 0{,}8.\varphi(t, t_0)]}$$

The total shrinkage strain is composed of two components, the drying shrinkage strain and the autogenous shrinkage strain.

$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$ *EN 1992-1-1 §3.1.4 (3.8)*

where:

ε_{cs} is the total shrinkage strain

ε_{cd} is the drying shrinkage strain

ε_{ca} is the autogenous shrinkage strain

5.2.1 Drying shrinkage strain

The development of the drying shrinkage strain in time is given by:

EN 1992-1-1 §3.1.4 (3.9)

Where *EN 1992-1-1 §3.1.4 (3.10)*

$$\beta_{ds}(t,t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0{,}04\sqrt{h_0^3}}$$

where:

t is the age of the concrete at the moment considered, in days

t_s is the age of the concrete (days) at the beginning of drying shrinkage (or swelling). Normally this is at the end of curing.

h_0 is the notional size (mm) of the cross-section
$= 2A_c/u$

where:

A_c is the concrete cross-sectional area

u is the perimeter of that part of the cross section which is exposed to drying

kh is given in the following table. Accurate value of kh is obtained by linear interpolation for different values of h0.

EN 1992-1-1 §3.1.4 (tableau 3.3)

h_0	k_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

and

EN 1992-1-1 §B.2

$$\varepsilon_{cd,0} = 0{,}85\left[(220+110\cdot\alpha_{ds1})\cdot\exp\left(-\alpha_{ds2}\cdot\frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right)\right]\cdot 10^{-6}\cdot\beta_{RH}$$

$$\beta_{RH} = -1{,}55\left[1-\left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right]$$

where:

f_{cm} is the mean compressive strength (MPa)

f_{cmo} = 10 Mpa

α_{ds1} is a coefficient which depends on the type of cement
= 3 for cement Class *S*
= 4 for cement Class *N*
= 6 for cement Class *R*

α_{ds2} is a coefficient which depends on the type of cement
= 0,13 for cement Class *S*
= 0,12 for cement Class *N*
= 0,11 for cement Class *R*

RH is the ambient relative humidity (%)

RH_0 = 100%.

It is then obtained the following drying shrinkage strain:

εcd	Rail seat	At Centre
At 28 days	1,1E-04 m/m	1,3E-04 m/m
At end of life	2,9E-04 m/m	3,0E-04 m/m

5.2.2 Autogenous shrinkage strain

According to EN 1992-1-1 §10.3.1.2 autogenous shrinkage strain is neglected as the sleeper is a precast element subjected to heat curing.

5.2.3 Total losses due to shrinkage

The total shrinkage strain is:

εcs	Rail seat	At Centre
At 28 days	1,1E-04 m/m	1,3E-04 m/m
At end of life	2,9E-04 m/m	3,0E-04 m/m

It is then deduced the total losses due to shrinkage

ΔPs	Rail seat	At Centre
At 28 days	5,2 kN	5,8 kN
At end of life	13,4 kN	13,3 kN

5.3 Long term losses due to creep

The part of the long term losses due to creep is deduced from the following formula:

$$\Delta P_c = A_p \frac{\frac{E_p}{E_{cm}(t)} \cdot \varphi(t,t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}(t)} \cdot \frac{A_p}{A_c(t)} \left(1 + \frac{A_c(t)}{I_c(t)} \cdot e_i^2\right)\left[1 + 0{,}8 \cdot \varphi(t,t_0)\right]}$$

With the parameters of the project it is obtained the total loss du to creep:

ΔPc	Rail seat	At Centre
At 28 days	4,6 kN	6,0 kN
At end of life	10,4 kN	13,3 kN

5.4 Long term losses due to steel relaxation

The part of the long term losses due to steel relaxation is deduced from the following formula:

$$\Delta P_r = A_p \frac{0.8 \cdot \sigma_{pr}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}(t)} \cdot \frac{A_p}{A_c(t)} \left(1 + \frac{A_c(t)}{I_c(t)} \cdot e_i^2\right)\left[1 + 0{,}8 \cdot \varphi(t,t_0)\right]}$$

With the parameters of the project the loss due to steel relaxation after transfer:

ΔPr	Rail seat	At Centre
At 28 days	0,2 kN	0,1 kN
At end of life	5,9 kN	5,5 kN

6 ACTING PRESTRESSING FORCE AND PARTICULAR MOMENTS OF THE SLEEPER

6.1 Acting prestressing force

The calculation of the different losses allows to calculate the acting prestressing force in the sleeper:

P(t)	Rail seat	At Centre
At 28 days	284,6 kN	279,6 kN
At end of life	264,8 kN	259,5 kN

6.2 Characteristic bending moments of the sleeper

Characteristic bending moment of the sleeper is defined as the moment that causes a tension into concrete at infinite time superior to the flexural strength of concrete under fatigue loads. The value of the flexural strength of concrete under fatigue loads 3 MPa.

Characteristic moment	Rail seat	At Centre
Mk pos	13,6 kN.m	9,4 kN.m
Mk neg	-13,5 kN.m	-13,3 kN.m

6.3 First crack bending moments of the sleeper

The first crack bending moment of the sleeper is defined as the bending moment necessary to create a tension into concrete superior to the concrete flexural tensile strength under static load. As the tests are usually performed at 28 days we retain the values of losses at 28 days with a value for concrete flexural tensile strength under static load at the age of 28 days of 5,5 MPa.

First crack bending moment	Rail seat	At Centre
Mt pos	18,4 kN.m	12,8 kN.m
Mt neg	-17,9 kN.m	-16,8 kN.m

6.4 Safety factor

The required design moments are listed in the table below:

required design moment	Rail seat	At Centre
Mk pos	16,8 kN.m	7,8 kN.m
Mk neg		-10,5 kN.m
Mt pos	21,4 kN.m	
Mt neg		-14,3 kN.m

It is then deduced the safety factors for each section an moment:

safety factors	Rail seat	At Centre
Mk pos	0,8	1,2
Mk neg		1,3
Mt pos	0,9	
Mt neg		1,2

Vedlegg 7: Beregning test nr. 11

1 INTRODUCTION
2 INPUT DATA
- 2.1 Material properties
  - 2.1.1 Concrete
  - 2.2.1 Prestressing steel
- 2.3 Geometry of the sleeper
- 2.4 Strand patern
- 2.5 Fabrication process
- 2.6 Applicable standards

3 STATIC PROPERTIES OF THE SECTIONS
- 3.1 Characteristics of the concrete sections
- 3.2 Characteristics of the equivalent section concrete/steel at prestress release
- 3.3 Characteristics of the equivalent section concrete/steel at 28 days

4 DETERMINATION OF INITIAL PRESTRESSING FORCE
- 4.1 Maximum stressing force
- 4.2 Immediate losses of prestress
  - 4.2.1 Arbitrary immediate loss of prestress
  - 4.2.2 Loss due to relaxation
  - 4.2.3 Losses due to temperature
  - 4.2.4 Loss due to elastic deformation of concrete
- 4.3 Situation after transfer of prestressing
  - 4.3.1 Prestressing force after transfer of prestressing
  - 4.3.2 Verification of concrete after transfer of prestressing

5 EVALUATION OF LONG TERM LOSSES
- 5.1 Calculation of creep coefficient
- 5.2 Long term losses due to shrinkage
  - 5.2.1 Drying shrinkage strain
  - 5.2.2 Autogenous shrinkage strain
  - 5.2.3 Total losses due to shrinkage
- 5.3 Long term losses due to creep
- 5.4 Long term losses due to steel relaxation

6 ACTING PRESTRESSING FORCE AND PARTICULAR MOMENTS OF THE SLEEPER
- 6.1 Acting prestressing force
- 6.2 Characteristic bending moments of the sleeper
- 6.3 First crack bending moments of the sleeper
- 6.4 Safety factor

1 INTRODUCTION

The goal of this note is to calculate the design moments of the sleeper in order to verify that its characteritics comply with the efforts it will be submitted to in track
The design moments of the sleeper are the characteritic moments of the sleeper and the test bending moments of the sleeper. They are defined in the EN 13230-6 as:

-Characteristic moment: moment that causes a tension into concrete at infinite time superior to the flexural strength of concrete under fatigue loads.
-Test bending moment or first crack test bending moment: moment that causes a tension into concrete superior to the flexural strength of concrete . As this moment is time dependant it is considered the value at 28 days.

As a consequence, the progression of the note will be as following:"

- Description of the sleeper
- Calculation of the prestressing losses
- Calculation of the characteristic and testing moments

The prestressing force after transfer and the long term losses are calculated according EN 1992-1-1 as proposed into EN 13230-6 §6.2.7. The values of the different parameters is directly taken from the common european standard. If needed, verification using national parameters from the different national annexes can be made separatly.
Calculation only applies to concrete sleepers prestressed by pretension; It doesn't apply to concrete sleepers prestressed by post-tension.

2 INPUT DATA

2.1 Material properties

2.1.1 Concrete

Strength class of concrete: C50/60
Type of cement: 52,5R
Concrete flexural strength under fatigue loads fct,fl,fat: 3 MPa
Concrete flexural strength at 28 days, fct,fl,28: 5,5 MPa

2.2.1 Prestressing steel

Young modulus of prestressing steel, Ep=205000 MPa

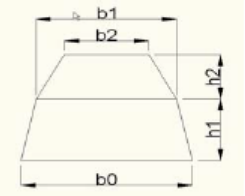
The characteristics of the prestressing tendons used are the following:

désignation	diametre	f,p,k	Fp,k	Fp,0,1,k	section
Y1860S3-6,9-1	6,9 mm	1 860 MPa	43,5 kN	38,3 kN	23 mm²

2.3 Geometry of the sleeper

The sleeper is defined by its sections at rail seat and at its centre. As a simplification, each section is decomposed into two trapeziums wich dimensions are presented in the following table:

	At rail seat	At centre
h1	0,15 m	0,19 m
h2	0,08 m	0,00 m
b0	0,32 m	0,22 m
b1	0,26 m	0,16 m
b2	0,17 m	0,00 m



2.4 Strand patern

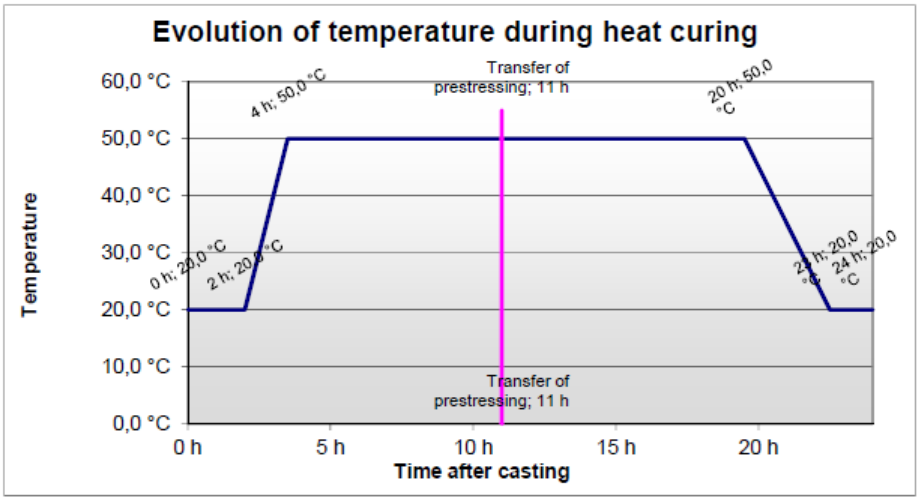
The position of each prestressing layer, the type and the number of tendon in each layer and the prestressing force applied to each tendon of the layer is described in the table hereafter:

N Layer	Nb wire	Position	Tendons	F0
1	4	0,04 m	Y1860S3-6,9-1	33 kN
2	2	0,07 m	Y1860S3-6,9-1	33 kN
3	2	0,08 m	Y1860S3-6,9-1	33 kN
4	2	0,13 m	Y1860S3-6,9-1	33 kN
5	2	0,16 m	Y1860S3-6,9-1	33 kN
6				

Note: The position of each layer is described as its distance from the bottom surface of the sleeper.

2.5 Fabrication process

The maturation of the sleeper is performed using heat control. The characteristic heat curing cycle is described in the chart below:



Transfer of prestressing is performed 11 hours after casting.
Rate of humidity is assumed to be 80%.

2.6 Applicable standards

The calculation method is based on the recomandations of the prEN 13230-6, Railway applications - Track - Concrete sleepers and bearers - Part 6: Design.
The calculation of the prestressing losses is performed in accordance with the EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part1: General rules and rules for building.

The expected lifetime of the sleeper is 50 years.

3 STATIC PROPERTIES OF THE SECTIONS

The mechanical properties of the sleeper depend on the sections at rail seat and at centre. In the following parts, the following results will be presented:

-Characteristics of the concrete section
-Characteristics of the equivalent section concrete+steel at prestress release
-Characteristics of the equivalent section concrete+steel at 28 days

3.1 Characteristics of the concrete sections

The sections are considered as plain concrete sections without prestressing steel.

	Rail seat	Centre
Surface of the concrete section Ac	5,93E-02 m²	3,52E-02 m²
Height of the centre of gravity zGc	1,03E-01 m	8,76E-02 m
Inertia of the concrete section Ic	2,37E-04 m4	9,94E-05 m4
Perimeter of the concrete section u	9,70E-01 m	7,55E-01 m
Notional size of the section h	122 mm	93 mm

EN 1992-1-1 §3.1.4

3.2 Characteristics of the equivalent section concrete/steel at prestress release

The static values of the equivalent sections are calculated by replacing the prestressing tendon by an equivalent concrete area. The coefficient of equivalence between steel and concrete is obtained by dividing the Young modulus of steel by the Young modulus of concrete at the time considered.
The influence of heat curing on the concrete properties is taken into account by substituting the actual age 't' of the concrete by the temperature adjusted age 'tT':

Temperature adjusted concrete age at prestress release tT=1,33 d.
Compressive strength of concrete at prestress release fcm(tT)=28,3 MPa.
Modulus of elasticity of concrete at prestress release Ecm(tT)=30 MPa.
Coefficient of equivalence between steel and concrete at prestress release n(tT)=6,8.

	Rail seat	Centre
Surface of the equivalent section Ai	6,09E-02 m²	3,68E-02 m²
Height of the centre of gravity zGi	1,02E-01 m	8,76E-02 m
Inertia of the equivalent section Ii	2,38E-04 m4	1,00E-04 m4
Lever arm of the prestressing ei	1,59E-02 m	1,24E-03 m

3.3 Characteristics of the equivalent section concrete/steel at 28 days

Compressive strength of concrete at 28 days fcm(28)=58 MPa.
Modulus of elasticity of concrete at 28 days Ecm(28)=37,3 MPa.
Coefficient of equivalence between steel and concrete at 28 days n(28)=5,5.

	Rail seat	Centre
Surface of the equivalent section Ai	6,06E-02 m²	3,64E-02 m²
Height of the centre of gravity zGi	1,02E-01 m	8,76E-02 m
Inertia of the equivalent section Ii	2,37E-04 m4	1,00E-04 m4
Lever arm of the prestressing ei	1,60E-02 m	1,25E-03 m

4 DETERMINATION OF INITIAL PRESTRESSING FORCE

4.1 Maximum stressing force

It is verified that the maximum force applied to one tendon doesn't exceed the maximum authorized value given by the following formula:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max}$$ *EN 1992-1-1 §5.10.2.1*

where:

A_p is the cross-sectional area of the tendon

$\sigma_{p,max}$ is the maximum stress applied to the tendon
$= \min \{ k_1 \cdot f_{pk} ; k_2 \cdot f_{p0,1k} \}$

With k1=0.8 and k2=0.95 as the force applied can be mesured to an accuracy of +/- 5%.
The results for each layer are presented in the following table:

N layer	F0	Pmax	
1	32,5 kN	34,5 kN	OK
2	32,5 kN	34,5 kN	OK
3	32,5 kN	34,5 kN	OK
4	32,5 kN	34,5 kN	OK
5	32,5 kN	34,5 kN	OK

The total force applied at the active end of the tendons during tensioning is 390kN.

4.2 Immediate losses of prestress

4.2.1 Arbitrary immediate loss of prestress

No arbitrary loss is taken into account.

4.2.2 Loss due to relaxation

This loss is due to the relaxation of the prestressing steel during the period elapsed between tensioning of the wires and transfer of prestressing. Is is evaluated using the following formula for a class 2 prestressing steel:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0{,}66 \quad \rho_{1000} \quad e^{9{,}1\,\mu} \quad \left(\frac{t}{1000}\right)^{0{,}75\,(1-\mu)} \quad 10^{-5}$$ *EN 1992-1-1 §3.3.2*

With

$\Delta\sigma_{pr}$ is absolute value of the relaxation losses of the prestress

σ_{pi} For post-tensioning σ_{pi} is the absolute value of the initial prestress $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$ (see also 5.10.3 (2));
For pre-tensioning σ_{pi} is the maximum tensile stress applied to the tendon minus the immediate losses occurred during the stressing process see 5.10.4 (**1**) (i)

t is the time after tensioning (in hours)

μ $= \sigma_{pi}/f_{pk}$, where f_{pk} is the characteristic value of the tensile strength of the prestressing steel

ρ_{1000} is the value of relaxation loss (in %), at 1000 hours after tensioning and at a mean temperature of 20°C.

To cater for the effects of heat treatment on the prestress loss due to the relaxation of the prestressing steel, an equivalent time is added to the time after tensioning in the formula above. This equivalent time is estimated from the following formula:

EN 1992-1-1 §10.3.2.2

$$t_{eq} = \frac{1{,}14^{T_{max}-20}}{T_{max}-20}\sum_{i=1}^{n}\left(T_{(\Delta t_i)}-20\right)\Delta t_i$$

where

t_{eq} is the equivalent time (in hours)
$T_{(\Delta ti)}$ is the temperature (in °C) during the time interval Δt_i
T_{max} is the maximum temperature (in °C) during the heat treatment

The application of this formula with the heat treatment cycle described in §2.5 gives teq=423 hours.

With ρ1000=2.5% it is obtained ΔPr=4,9kN

4.2.3 Losses due to temperature

In the case of heat curing of precast concrete elements, the diminution of the tension in the tendons and the restrained dilatation of the concrete due to the temperature, induce a specific thermal loss ΔPθ. This loss is estimated by the following expression:

EN 1992-1-1 §10.5.2

$$\Delta P_\theta = 0{,}5\, A_p\, E_p\, \alpha_c\, (T_{max} - T_0)$$

Where

A_p is the cross-section of tendons
E_p is the elasticity modulus of tendons
α_c is the linear coefficient of thermal expansion for concrete
$T_{max} - T_0$ is the difference between the maximum and initial temperature in the concrete near the tendons, in °C

With Ap=280,8 cm², Ep=205000 MPa, αc=10E-06 K-1 and Tmax-T0=30 °C, the following value of loss is obtained:

ΔPθ=8,6kN

4.2.4 Loss due to elastic deformation of concrete

The loss of prestress due to elastic shortening of concrete is estimated at rail seat and at centre section using the following formula:

$$\Delta P_{el} = \frac{\frac{E_p}{E_c}\cdot\frac{A_p}{A_c}\cdot\left[1+\frac{A_i\cdot e_i^2}{I_i}\right]}{1+\frac{E_p}{E_c}\cdot\frac{A_p}{A_c}\cdot\left[1+\frac{A_i\cdot e_i^2}{I_i}\right]}\cdot\left[F_0-\Delta P_\mu-\Delta P_r-\Delta P_\theta\right]$$

Where

Ep is the elasticity modulus of tendons
Ec is the elasticity modulus of concrete
Ap is the cross section of tendons
Ac is the cross section of concrete
Ai is the equivalent cross section
Ii is the inertia of the equivalent cross section
ei is the lever arm of prestress

With the values for the sections and the characteritics of the materials calculated at transfer and presented above it is obtained:

- At rail seat ΔPel=12,5kN
- At centre section ΔPel=19,5kN

4.3 Situation after transfer of prestressing

4.3.1 Prestressing force after transfer of prestressing

It is verified that the maximum force into the tendons after transfer of prestressing doesn't exceed the maximum authorized value given by the following formula:

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x)$$ *EN 1992-1-1 §5.10.3*

where:

$\sigma_{pm0}(x)$ is the stress in the tendon immediately after tensioning or transfer

$= \min \{ k_7 \cdot f_{pk} ; k_8 f_{p0,1k} \}$

With k7=0.75 and k2=0.85.

The results for each layer are presented in the following table:

N layer	Pm0	Pm max	
1	30,3 kN	32,6 kN	OK
2	30,3 kN	32,6 kN	OK
3	30,3 kN	32,6 kN	OK
4	30,3 kN	32,6 kN	OK
5	30,3 kN	32,6 kN	OK

The total force applied for each section after transfer is:

- At rail seat, Pm0=363,9kN
- At centre section Pm0=357kN

4.3.2 Verification of concrete after transfer of prestressing

The maximum compressive stress into concrete calculated after release of prestress is σcmax=10,1MPa.

Compression into concrete after release of prestress is acceptable as doesn't exceed 0.60xfck(t)=0.60x20,3=12,2 MPa. (EN 1992-1-1 &5.10.2.2)

5 EVALUATION OF LONG TERM LOSSES

The time dependent losses are calculated by considering:

- The reductions of stress due to the reduction of strain, caused by the deformation of concrete due to creep and shrinkage, under the permanent loads.
- The reduction of stress in the steel due to the relaxation under tension.

They are calculated according to the following simplified method:

EN 1992-1-1 §5.10.6

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta\sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0{,}8\Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t,t_0).\sigma_{c,QP}}{1+\frac{E_p}{E_{cm}}\frac{A_p}{A_c}\left(1+\frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right)[1+0{,}8\,\varphi(t,t_0)]}$$

where:

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$	is the absolute value of the variation of stress in the tendons due to creep, shrinkage and relaxation at location x, at time t
ε_{cs}	is the estimated shrinkage strain
E_p	is the modulus of elasticity for the prestressing steel
E_{cm}	is the modulus of elasticity for the concrete
$\Delta\sigma_{pr}$	is the absolute value of the variation of stress in the tendons at location x, at time t, due to the relaxation of the prestressing steel. It is determined for a stress of $\sigma_p = \sigma_p(G+P_{m0}+\psi_2 Q)$ where $\sigma_p = \sigma_p(G+P_{m0}+\psi_2 Q)$ is the initial stress in the tendons due to initial prestress and quasi-permanent actions.
$\varphi(t,t_0)$	is the creep coefficient at a time t and load application at time t_0
$\sigma_{c,QP}$	is the stress in the concrete adjacent to the tendons, due to self-weight and initial prestress and other quasi-permanent actions where relevant. The value of $\sigma_{c,QP}$ may be the effect of part of self-weight and initial prestress or the effect of a full quasi-permanent combination of action ($\sigma_c(G+P_{m0}+\psi_2 Q)$), depending on the stage of construction considered.
A_p	is the area of all the prestressing tendons at the location x
A_c	is the area of the concrete section.
I_c	is the second moment of area of the concrete section.
z_{cp}	is the distance between the centre of gravity of the concrete section and the tendons

In the following, long term losses are calculated at 28 days and for the expected lifetime of the sleeper. More over, in the following clauses, calculation is split into 4 parts:

-Calculation of creep coefficient
-calculation of long term losses due to shrinkage
-calculation of long term losses due to creep
-calculation of long term losses due to steel relaxation.

5.1 Calculation of creep coefficient

Creep coefficient is calculated according Annex B.1 of EN 1992-1-1. The main steps of calculation are reminded here:

EN 1992-1-1 §B.1

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t,t_0)$$

where:

φ_0 is the notional creep coefficient and may be estimated from:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

φ_{RH} is a factor to allow for the effect of relative humidity on the notional creep coefficient:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \qquad \text{for } f_{cm} \le 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right] \cdot \alpha_2 \qquad \text{for } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

(B.3b)

RH is the relative humidity of the ambient environment in %

$\beta(f_{cm})$ is a factor to allow for the effect of concrete strength on the notional creep coefficient:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16{,}8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

f_{cm} is the mean compressive strength of concrete in MPa at the age of 28 days

$\beta(t_0)$ is a factor to allow for the effect of concrete age at loading on the notional creep coefficient:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0{,}1 + t_0^{0{,}20})}$$

h_0 is the notional size of the member in mm where:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

A_c is the cross-sectional area

u is the perimeter of the member in contact with the atmosphere

$\beta_c(t,t_0)$ is a coefficient to describe the development of creep with time after loading, and may be estimated using the following Expression:

$$\beta_c(t,t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)}\right]^{0{,}3}$$

t is the age of concrete in days at the moment considered

t_0 is the age of concrete at loading in days

$t - t_0$ is the non-adjusted duration of loading in days

β_H is a coefficient depending on the relative humidity (RH in %) and the notional member size (h_0 in mm). It may be estimated from:

$$\beta_H = 1{,}5\,[1 + (0{,}012\,RH)^{18}]\,h_0 + 250 \le 1500 \qquad \text{for } f_{cm} \le 35$$

$$\beta_H = 1{,}5\,[1 + (0{,}012\,RH)^{18}]\,h_0 + 250\,\alpha_3 \le 1500\,\alpha_3 \qquad \text{for } f_{cm} \ge 35$$

$\alpha_{1/2/3}$ are coefficients to consider the influence of the concrete strength:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0{,}7} \qquad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0{,}2} \qquad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0{,}5}$$

(2) The effect of type of cement (see 3.1.2 (6)) on the creep coefficient of concrete may be taken into account by modifying the age of loading t_0 in Expression (B.5) according to the following Expression:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1\right)^{\alpha} \ge 0{,}5$$

where:

$t_{0,T}$ is the temperature adjusted age of concrete at loading in days adjusted according to Expression (B.10)

α is a power which depends on type of cement

= -1 for cement Class *S*
= 0 for cement Class *N*
= 1 for cement Class *R*

(3) The effect of elevated or reduced temperatures within the range 0 – 80°C on the maturity of concrete may be taken into account by adjusting the concrete age according to the following Expression:

$$t_T = \sum_{i=1}^{n} e^{-(4000/[273+T(\Delta t_i)]-13,65)} \cdot \Delta t_i$$

where:

t_T is the temperature adjusted concrete age which replaces t in the corresponding equations
$T(\Delta t_i)$ is the temperature in °C during the time period Δt_i
Δt_i is the number of days where a temperature T prevails.

With the parameters of the project, the value of creep coefficient is:

φ(t,t0)	Rail seat	Centre
At 28 days	0,59	0,62
At end of life	1,39	1,39

5.2 Long term losses due to shrinkage

The part of the long term losses due to shrinkage is calculated using the following formula:

$$\Delta P_s = A_p \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}(t)} \cdot \frac{A_p}{A_c(t)} \left(1 + \frac{A_c(t)}{I_c(t)} \cdot e_i^2\right)[1 + 0{,}8.\varphi(t,t_0)]}$$

The total shrinkage strain is composed of two components, the drying shrinkage strain and the autogenous shrinkage strain.

$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$ *EN 1992-1-1 §3.1.4 (3.8)*

where:

ε_{cs} is the total shrinkage strain
ε_{cd} is the drying shrinkage strain
ε_{ca} is the autogenous shrinkage strain

5.2.1 Drying shrinkage strain

The development of the drying shrinkage strain in time is given by:

EN 1992-1-1 §3.1.4 (3.9)

Where *EN 1992-1-1 §3.1.4 (3.10)*

$$\beta_{ds}(t,t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0{,}04\sqrt{h_0^3}}$$

where:

t is the age of the concrete at the moment considered, in days

t_s is the age of the concrete (days) at the beginning of drying shrinkage (or swelling). Normally this is at the end of curing.

h_0 is the notional size (mm) of the cross-section
$= 2A_c/u$

where:

A_c is the concrete cross-sectional area

u is the perimeter of that part of the cross section which is exposed to drying

kh is given in the following table. Accurate value of kh is obtained by linear interpolation for different values of h0.

EN 1992-1-1 §3.1.4 (tableau 3.3)

h_0	k_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

and

EN 1992-1-1 §B.2

$$\varepsilon_{cd,0} = 0{,}85\left[(220+110\cdot\alpha_{ds1})\cdot\exp\left(-\alpha_{ds2}\cdot\frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right)\right]\cdot 10^{-6}\cdot\beta_{RH}$$

$$\beta_{RH} = -1{,}55\left[1-\left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right]$$

where:

f_{cm} is the mean compressive strength (MPa)

f_{cmo} = 10 Mpa

α_{ds1} is a coefficient which depends on the type of cement
= 3 for cement Class *S*
= 4 for cement Class *N*
= 6 for cement Class *R*

α_{ds2} is a coefficient which depends on the type of cement
= 0,13 for cement Class *S*
= 0,12 for cement Class *N*
= 0,11 for cement Class *R*

RH is the ambient relative humidity (%)

RH_0 = 100%.

It is then obtained the following drying shrinkage strain:

εcd	Rail seat	At Centre
At 28 days	9,8E-05 m/m	1,3E-04 m/m
At end of life	2,9E-04 m/m	3,0E-04 m/m

5.2.2 Autogenous shrinkage strain

According to EN 1992-1-1 §10.3.1.2 autogenous shrinkage strain is neglected as the sleeper is a precast element subjected to heat curing.

5.2.3 Total losses due to shrinkage

The total shrinkage strain is:

εcs	Rail seat	At Centre
At 28 days	9,8E-05 m/m	1,3E-04 m/m
At end of life	2,9E-04 m/m	3,0E-04 m/m

It is then deduced the total losses due to shrinkage

ΔPs	Rail seat	At Centre
At 28 days	5,4 kN	7,0 kN
At end of life	15,7 kN	15,8 kN

5.3 Long term losses due to creep

The part of the long term losses due to creep is deduced from the following formula:

$$\Delta P_c = A_p \frac{\frac{E_p}{E_{cm}(t)} \cdot \varphi(t,t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}(t)} \cdot \frac{A_p}{A_c(t)} \left(1 + \frac{A_c(t)}{I_c(t)} \cdot e_i^2\right) \left[1 + 0{,}8 \cdot \varphi(t,t_0)\right]}$$

With the parameters of the project it is obtained the total loss du to creep:

ΔPc	Rail seat	At Centre
At 28 days	5,6 kN	8,8 kN
At end of life	13,0 kN	19,3 kN

5.4 Long term losses due to steel relaxation

The part of the long term losses due to steel relaxation is deduced from the following formula:

$$\Delta P_r = A_p \frac{0.8 \cdot \sigma_{pr}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}(t)} \cdot \frac{A_p}{A_c(t)} \left(1 + \frac{A_c(t)}{I_c(t)} \cdot e_i^2\right) \left[1 + 0{,}8 \cdot \varphi(t,t_0)\right]}$$

With the parameters of the project the loss due to steel relaxation after transfer:

ΔPr	Rail seat	At Centre
At 28 days	0,2 kN	0,1 kN
At end of life	7,8 kN	6,7 kN

6 ACTING PRESTRESSING FORCE AND PARTICULAR MOMENTS OF THE SLEEPER

6.1 Acting prestressing force

The calculation of the different losses allows to calculate the acting prestressing force in the sleeper:

P(t)	Rail seat	At Centre
At 28 days	352,7 kN	341,1 kN
At end of life	327,5 kN	315,1 kN

6.2 Characteristic bending moments of the sleeper

Characteristic bending moment of the sleeper is defined as the moment that causes a tension into concrete at infinite time superior to the flexural strength of concrete under fatigue loads. The value of the flexural strength of concrete under fatigue loads 3 MPa.

Characteristic moment	Rail seat	At Centre
Mk pos	24,8 kN.m	13,7 kN.m
Mk neg	-11,0 kN.m	-11,6 kN.m

6.3 First crack bending moments of the sleeper

The first crack bending moment of the sleeper is defined as the bending moment necessary to create a tension into concrete superior to the concrete flexural tensile strength under static load. As the tests are usually performed at 28 days we retain the values of losses at 28 days with a value for concrete flexural tensile strength under static load at the age of 28 days of 5,5 MPa.

First crack bending moment	Rail seat	At Centre
Mt pos	31,9 kN.m	17,4 kN.m
Mt neg	-16,3 kN.m	-14,8 kN.m

6.4 Safety factor

The required design moments are listed in the table below:

required design moment	Rail seat	At Centre
Mk pos	16,8 kN.m	7,8 kN.m
Mk neg		-10,5 kN.m
Mt pos	21,4 kN.m	
Mt neg		-14,3 kN.m

It is then deduced the safety factors for each section an moment:

safety factors	Rail seat	At Centre
Mk pos	1,5	1,8
Mk neg		1,1
Mt pos	1,5	
Mt neg		1,0

The minimum safety factor calculated for the sleeper is 1,04. We can conclued that the design of the sleeper comply with its service conditions.

Vedlegg 8: Beregning test nr. 14



Author:CNSVEBJO
07.05.2018

1 INTRODUCTION
2 INPUT DATA
- 2.1 Material properties
  - 2.1.1 Concrete
  - 2.2.1 Prestressing steel
- 2.3 Geometry of the sleeper
- 2.4 Strand patern
- 2.5 Fabrication process
- 2.6 Applicable standards

3 STATIC PROPERTIES OF THE SECTIONS
- 3.1 Characteristics of the concrete sections
- 3.2 Characteristics of the equivalent section concrete/steel at prestress release
- 3.3 Characteristics of the equivalent section concrete/steel at 28 days

4 DETERMINATION OF INITIAL PRESTRESSING FORCE
- 4.1 Maximum stressing force
- 4.2 Immediate losses of prestress
  - 4.2.1 Arbitrary immediate loss of prestress
  - 4.2.2 Loss due to relaxation
  - 4.2.3 Losses due to temperature
  - 4.2.4 Loss due to elastic deformation of concrete
- 4.3 Situation after transfer of prestressing
  - 4.3.1 Prestressing force after transfer of prestressing
  - 4.3.2 Verification of concrete after transfer of prestressing

5 EVALUATION OF LONG TERM LOSSES
- 5.1 Calculation of creep coefficient
- 5.2 Long term losses due to shrinkage
  - 5.2.1 Drying shrinkage strain
  - 5.2.2 Autogenous shrinkage strain
  - 5.2.3 Total losses due to shrinkage
- 5.3 Long term losses due to creep
- 5.4 Long term losses due to steel relaxation

6 ACTING PRESTRESSING FORCE AND PARTICULAR MOMENTS OF THE SLEEPER
- 6.1 Acting prestressing force
- 6.2 Characteristic bending moments of the sleeper
- 6.3 First crack bending moments of the sleeper
- 6.4 Safety factor

1 INTRODUCTION

The goal of this note is to calculate the design moments of the sleeper in order to verify that its characteritics comply with the efforts it will be submitted to in track
The design moments of the sleeper are the characteritic moments of the sleeper and the test bending moments of the sleeper. They are defined in the EN 13230-6 as:

-Characteristic moment: moment that causes a tension into concrete at infinite time superior to the flexural strength of concrete under fatigue loads.
-Test bending moment or first crack test bending moment: moment that causes a tension into concrete superior to the flexural strength of concrete . As this moment is time dependant it is considered the value at 28 days.

As a consequence, the progression of the note will be as following:"

- Description of the sleeper
- Calculation of the prestressing losses
- Calculation of the characteristic and testing moments

The prestressing force after transfer and the long term losses are calculated according EN 1992-1-1 as proposed into EN 13230-6 §6.2.7. The values of the different parameters is directly taken from the common european standard. If needed, verification using national parameters from the different national annexes can be made separatly.
Calculation only applies to concrete sleepers prestressed by pretension; It doesn't apply to concrete sleepers prestressed by post-tension.

2 INPUT DATA

2.1 Material properties

2.1.1 Concrete
Strength class of concrete: C50/60
Type of cement: 52,5R
Concrete flexural strength under fatigue loads fct,fl,fat: 3 MPa
Concrete flexural strength at 28 days, fct,fl,28: 5,5 MPa

2.2.1 Prestressing steel
Young modulus of prestressing steel, Ep=205000 MPa

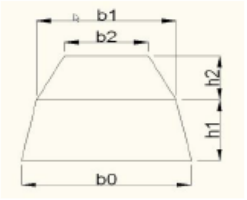
The characteristics of the prestressing tendons used are the following:

désignation	diametre	f,p,k	Fp,k	Fp,0,1,k	section
Y1860S3-6,9-1	6,9 mm	1 860 MPa	43,5 kN	38,3 kN	23 mm²

2.3 Geometry of the sleeper

The sleeper is defined by its sections at rail seat and at its centre. As a simplification, each section is decomposed into two trapeziums wich dimensions are presented in the following table:

	At rail seat	At centre
h1	0,16 m	0,19 m
h2	0,07 m	0,00 m
b0	0,32 m	0,22 m
b1	0,28 m	0,19 m
b2	0,19 m	0,00 m



2.4 Strand patern

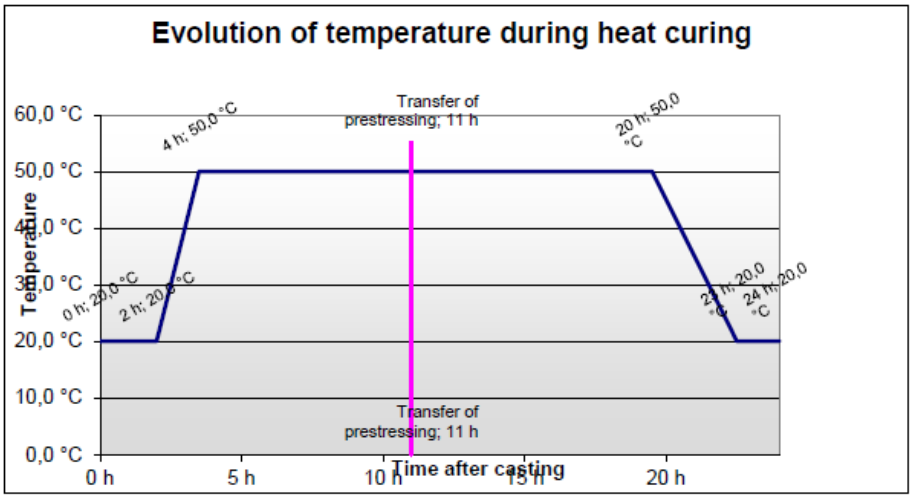
The position of each prestressing layer, the type and the number of tendon in each layer and the prestressing force applied to each tendon of the layer is described in the table hereafter:

N Layer	Nb wire	Position	Tendons	F0
1	4	0,04 m	Y1860S3-6,9-1	33 kN
2	2	0,07 m	Y1860S3-6,9-1	33 kN
3	2	0,10 m	Y1860S3-6,9-1	33 kN
4	2	0,13 m	Y1860S3-6,9-1	33 kN
5	2	0,15 m	Y1860S3-6,9-1	33 kN
6				

Note: The position of each layer is described as its distance from the bottom surface of the sleeper.

2.5 Fabrication process

The maturation of the sleeper is performed using heat control. The characteristic heat curing cycle is described in the chart below:



Transfer of prestressing is performed 11 hours after casting.
Rate of humidity is assumed to be 80%.

2.6 Applicable standards

The calculation method is based on the recomandations of the prEN 13230-6, Railway applications - Track - Concrete sleepers and bearers - Part 6: Design.
The calculation of the prestressing losses is performed in accordance with the EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part1: General rules and rules for building.

The expected lifetime of the sleeper is 50 years.

3 STATIC PROPERTIES OF THE SECTIONS

The mechanical properties of the sleeper depend on the sections at rail seat and at centre. In the following parts, the following results will be presented:

-Characteristics of the concrete section
-Characteristics of the equivalent section concrete+steel at prestress release
-Characteristics of the equivalent section concrete+steel at 28 days

$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max}$

3.1 C

where:
A_p is the cross-sectional area of the tendon
$\sigma_{p,max}$ is the maximum stress applied to the tendon
$= \min \{ k_1 \cdot f_{pk} ; k_2 \cdot f_{p0,1k} \}$ estressing steel.

	Rail seat	Centre
Surface of the concrete section Ac	6,33E-02 m²	3,75E-02 m²
Height of the centre of gravity zGc	1,05E-01 m	8,98E-02 m
Inertia of the concrete section Ic	2,53E-04 m4	1,07E-04 m4
Perimeter of the concrete section u	9,91E-01 m	7,77E-01 m
Notional size of the section h	128 mm	96 mm

EN 1992-1-1 §3.1.4

3.2 Characteristics of the equivalent section concrete/steel at prestress release

The static values of the equivalent sections are calculated by replacing the prestressing tendon by an equivalent concrete area. The coefficient of equivalence between steel and concrete is obtained by dividing the Young modulus of steel by the Young modulus of concrete at the time considered.
The influence of heat curing on the concrete properties is taken into account by substituting the actual age 't' of the concrete by the temperature adjusted age 'tT':

Temperature adjusted concrete age at prestress release tT=1,33 d.
Compressive strength of concrete at prestress release fcm(tT)=28,3 MPa.
Modulus of elasticity of concrete at prestress release Ecm(tT)=30 MPa.
Coefficient of equivalence between steel and concrete at prestress release n(tT)=6,8.

	Rail seat	Centre
Surface of the equivalent section Ai	6,49E-02 m²	3,91E-02 m²
Height of the centre of gravity zGi	1,05E-01 m	8,97E-02 m
Inertia of the equivalent section Ii	2,54E-04 m4	1,07E-04 m4
Lever arm of the prestressing ei	1,74E-02 m	2,24E-03 m

3.3 Characteristics of the equivalent section concrete/steel at 28 days

Compressive strength of concrete at 28 days fcm(28)=58 MPa.
Modulus of elasticity of concrete at 28 days Ecm(28)=37,3 MPa.
Coefficient of equivalence between steel and concrete at 28 days n(28)=5,5.

	Rail seat	Centre
Surface of the equivalent section Ai	6,45E-02 m²	3,87E-02 m²
Height of the centre of gravity zGi	1,05E-01 m	8,98E-02 m
Inertia of the equivalent section Ii	2,54E-04 m4	1,07E-04 m4
Lever arm of the prestressing ei	1,75E-02 m	2,26E-03 m

4 DETERMINATION OF INITIAL PRESTRESSING FORCE

4.1 Maximum stressing force

It is verified that the maximum force applied to one tendon doesn't exceed the maximum authorized value given by the following formula:

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x)$$ *EN 1992-1-1 §5.10.2.1*

where:

$\sigma_{pm0}(x)$ is the stress in the tendon immediately after tensioning or transfer
$= \min \{ k_7 \cdot f_{pk} ; k_8 f_{p0,1k} \}$

With k1=0.8 and k2=0.95 as the force applied can be mesured to an accuracy of +/- 5%.
The results for each layer are presented in the following table:

N layer	F0	Pmax	
1	32,5 kN	34,5 kN	OK
2	32,5 kN	34,5 kN	OK
3	32,5 kN	34,5 kN	OK
4	32,5 kN	34,5 kN	OK
5	32,5 kN	34,5 kN	OK

The total force applied at the active end of the tendons during tensioning is 390kN.

4.2 Immediate losses of prestress

4.2.1 Arbitrary immediate loss of prestress

No arbitrary loss is taken into account.

4.2.2 Loss due to relaxation

This loss is due to the relaxation of the prestressing steel during the period elapsed between tensioning of the wires and transfer of prestressing. Is is evaluated using the following formula for a class 2 prestressing steel:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0{,}66 \quad \rho_{1000} \quad e^{9{,}1\,\mu} \quad \left(\frac{t}{1000}\right)^{0{,}75\,(1-\mu)} \quad 10^{-5}$$ *EN 1992-1-1 §3.3.2*

With

$\Delta\sigma_{pr}$ is absolute value of the relaxation losses of the prestress

σ_{pi} For post-tensioning σ_{pi} is the absolute value of the initial prestress $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$ (see also 5.10.3 (2));
For pre-tensioning σ_{pi} is the maximum tensile stress applied to the tendon minus the immediate losses occurred during the stressing process see 5.10.4 (1) (i)

t is the time after tensioning (in hours)

μ $= \sigma_{pi}/f_{pk}$, where f_{pk} is the characteristic value of the tensile strength of the prestressing steel

ρ_{1000} is the value of relaxation loss (in %), at 1000 hours after tensioning and at a mean temperature of 20°C.

To cater for the effects of heat treatment on the prestress loss due to the relaxation of the prestressing steel, an equivalent time is added to the time after tensioning in the formula above. This equivalent time is estimated from the following formula:

$$t_{eq} = \frac{1{,}14^{T_{max}-20}}{T_{max}-20}\sum_{i=1}^{n}\left(T_{(\Delta t_i)}-20\right)\Delta t_i$$

EN 1992-1-1 §10.3.2.2

where

t_{eq} is the equivalent time (in hours)
$T_{(\Delta ti)}$ is the temperature (in °C) during the time interval Δt_i
T_{max} is the maximum temperature (in °C) during the heat treatment

The application of this formula with the heat treatment cycle described in §2.5 gives teq=423 hours.

With ρ1000=2.5% it is obtained ΔPr=4,9kN

4.2.3 Losses due to temperature

In the case of heat curing of precast concrete elements, the diminution of the tension in the tendons and the restrained dilatation of the concrete due to the temperature, induce a specific thermal loss ΔPθ. This loss is estimated by the following expression:

EN 1992-1-1 §10.5.2

$$\Delta P_\theta = 0{,}5\, A_p\, E_p\, \alpha_c\, (T_{max} - T_o)$$

Where

A_p is the cross-section of tendons
E_p is the elasticity modulus of tendons
α_c is the linear coefficient of thermal expansion for concrete
$T_{max} - T_0$ is the difference between the maximum and initial temperature in the concrete near the tendons, in °C

With Ap=280,8 cm², Ep=205000 MPa, αc=10E-06 K-1 and Tmax-T0=30 °C, the following value of loss is obtained:

ΔPθ=8,6kN

4.2.4 Loss due to elastic deformation of concrete

The loss of prestress due to elastic shortening of concrete is estimated at rail seat and at centre section using the following formula:

$$\Delta P_{el} = \frac{\frac{E_p}{E_c}\cdot\frac{A_p}{A_c}\cdot\left[1+\frac{A_i\cdot e_i^{\,2}}{I_i}\right]}{1+\frac{E_p}{E_c}\cdot\frac{A_p}{A_c}\cdot\left[1+\frac{A_i\cdot e_i^{\,2}}{I_i}\right]}\cdot\left[F_0-\Delta P_\mu-\Delta P_r-\Delta P_\theta\right]$$

Where

Ep is the elasticity modulus of tendons
Ec is the elasticity modulus of concrete
Ap is the cross section of tendons
Ac is the cross section of concrete
Ai is the equivalent cross section
Ii is the inertia of the equivalent cross section
ei is the lever arm of prestress

With the values for the sections and the characteritics of the materials calculated at transfer and presented above it is obtained:

- At rail seat ΔPel=11,9kN
- At centre section ΔPel=18,3kN

4.3 Situation after transfer of prestressing

4.3.1 Prestressing force after transfer of prestressing

It is verified that the maximum force into the tendons after transfer of prestressing doesn't exceed the maximum authorized value given by the following formula:

EN 1992-1-1 §5.10.3

With k7=0.75 and k2=0.85.

The results for each layer are presented in the following table:

N layer	Pm0	Pm max	
1	30,4 kN	32,6 kN	OK
2	30,4 kN	32,6 kN	OK
3	30,4 kN	32,6 kN	OK
4	30,4 kN	32,6 kN	OK
5	30,4 kN	32,6 kN	OK

The total force applied for each section after transfer is:

- At rail seat, Pm0=364,6kN
- At centre section Pm0=358,1kN

4.3.2 Verification of concrete after transfer of prestressing

The maximum compressive stress into concrete calculated after release of prestress is σcmax=9,8MPa.

Compression into concrete after release of prestress is acceptable as doesn't exceed 0.60xfck(t)=0.60x20,3=12,2 MPa. (EN 1992-1-1 &5.10.2.2)

5 EVALUATION OF LONG TERM LOSSES

The time dependent losses are calculated by considering:

- The reductions of stress due to the reduction of strain, caused by the deformation of concrete due to creep and shrinkage, under the permanent loads.
- The reduction of stress in the steel due to the relaxation under tension.

They are calculated according to the following simplified method:

EN 1992-1-1 §5.10.6

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta\sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0{,}8\Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t,t_0).\sigma_{c,QP}}{1+\frac{E_p}{E_{cm}}\frac{A_p}{A_c}(1+\frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2)[1+0{,}8\,\varphi(t,t_0)]}$$

where:

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$	is the absolute value of the variation of stress in the tendons due to creep, shrinkage and relaxation at location x, at time t
ε_{cs}	is the estimated shrinkage strain
E_p	is the modulus of elasticity for the prestressing steel
E_{cm}	is the modulus of elasticity for the concrete
$\Delta\sigma_{pr}$	is the absolute value of the variation of stress in the tendons at location x, at time t, due to the relaxation of the prestressing steel. It is determined for a stress of $\sigma_p = \sigma_p(G+P_{m0}+ \psi_2 Q)$ where $\sigma_p = \sigma_p(G+P_{m0}+ \psi_2 Q)$ is the initial stress in the tendons due to initial prestress and quasi-permanent actions.
$\varphi(t,t_0)$	is the creep coefficient at a time t and load application at time t_0
$\sigma_{c,QP}$	is the stress in the concrete adjacent to the tendons, due to self-weight and initial prestress and other quasi-permanent actions where relevant. The value of $\sigma_{c,QP}$ may be the effect of part of self-weight and initial prestress or the effect of a full quasi-permanent combination of action ($\sigma_c(G+P_{m0}+\psi_2 Q)$), depending on the stage of construction considered.
A_p	is the area of all the prestressing tendons at the location x
A_c	is the area of the concrete section.
I_c	is the second moment of area of the concrete section.
z_{cp}	is the distance between the centre of gravity of the concrete section and the tendons

In the following, long term losses are calculated at 28 days and for the expected lifetime of the sleeper. More over, in the following clauses, calculation is split into 4 parts:

-Calculation of creep coefficient
-calculation of long term losses due to shrinkage
-calculation of long term losses due to creep
-calculation of long term losses due to steel relaxation.

5.1 Calculation of creep coefficient

Creep coefficient is calculated according Annex B.1 of EN 1992-1-1. The main steps of calculation are reminded here:

EN 1992-1-1 §B.1

$\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t,t_0)$

where:

φ_0 is the notional creep coefficient and may be estimated from:

$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$

φ_{RH} is a factor to allow for the effect of relative humidity on the notional creep coefficient:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \qquad \text{for } f_{cm} \le 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right] \cdot \alpha_2 \qquad \text{for } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

(B.3b)

RH is the relative humidity of the ambient environment in %

$\beta(f_{cm})$ is a factor to allow for the effect of concrete strength on the notional creep coefficient:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16{,}8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

f_{cm} is the mean compressive strength of concrete in MPa at the age of 28 days

$\beta(t_0)$ is a factor to allow for the effect of concrete age at loading on the notional creep coefficient:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0{,}1 + t_0^{0{,}20})}$$

h_0 is the notional size of the member in mm where:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

A_c is the cross-sectional area

u is the perimeter of the member in contact with the atmosphere

$\beta_c(t,t_0)$ is a coefficient to describe the development of creep with time after loading, and may be estimated using the following Expression:

$$\beta_c(t,t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)}\right]^{0{,}3}$$

t is the age of concrete in days at the moment considered

t_0 is the age of concrete at loading in days

$t - t_0$ is the non-adjusted duration of loading in days

β_H is a coefficient depending on the relative humidity (*RH* in %) and the notional member size (h_0 in mm). It may be estimated from:

$\beta_H = 1{,}5\,[1 + (0{,}012\,RH)^{18}]\,h_0 + 250 \le 1500$ for $f_{cm} \le 35$

$\beta_H = 1{,}5\,[1 + (0{,}012\,RH)^{18}]\,h_0 + 250\,\alpha_3 \le 1500\,\alpha_3$ for $f_{cm} \ge 35$

$\alpha_{1/2/3}$ are coefficients to consider the influence of the concrete strength:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,5}$$

(2) The effect of type of cement (see 3.1.2 (6)) on the creep coefficient of concrete may be taken into account by modifying the age of loading t_0 in Expression (B.5) according to the following Expression:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1\right)^{\alpha} \geq 0,5$$

where:

$t_{0,T}$ is the temperature adjusted age of concrete at loading in days adjusted according to Expression (B.10)

α is a power which depends on type of cement
= -1 for cement Class *S*
= 0 for cement Class *N*
= 1 for cement Class *R*

(3) The effect of elevated or reduced temperatures within the range 0 – 80°C on the maturity of concrete may be taken into account by adjusting the concrete age according to the following Expression:

$$t_T = \sum_{i=1}^{n} e^{-(4000/[273+T(\Delta t_i)]-13,65)} \cdot \Delta t_i$$

where:

t_T is the temperature adjusted concrete age which replaces *t* in the corresponding equations

$T(\Delta t_i)$ is the temperature in °C during the time period Δt_i

Δt_i is the number of days where a temperature *T* prevails.

With the parameters of the project, the value of creep coefficient is:

φ(t,t0)	Rail seat	Centre
At 28 days	0,59	0,61
At end of life	1,39	1,39

5.2 Long term losses due to shrinkage

The part of the long term losses due to shrinkage is calculated using the following formula:

$$\Delta P_s = A_p \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}(t)} \cdot \frac{A_p}{A_c(t)} \left(1 + \frac{A_c(t)}{I_c(t)} \cdot e_i^2\right)[1 + 0,8.\varphi(t, t_0)]}$$

The total shrinkage strain is composed of two components, the drying shrinkage strain and the autogenous shrinkage strain.

$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$ *EN 1992-1-1 §3.1.4 (3.8)*

where:

ε_{cs} is the total shrinkage strain

ε_{cd} is the drying shrinkage strain

ε_{ca} is the autogenous shrinkage strain

5.2.1 Drying shrinkage strain

The development of the drying shrinkage strain in time is given by:

EN 1992-1-1 §3.1.4 (3.9)

Where *EN 1992-1-1 §3.1.4 (3.10)*

$$\beta_{ds}(t,t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0{,}04\sqrt{h_0^3}}$$

where:

t is the age of the concrete at the moment considered, in days

t_s is the age of the concrete (days) at the beginning of drying shrinkage (or swelling). Normally this is at the end of curing.

h_0 is the notional size (mm) of the cross-section
$= 2A_c/u$

where:

A_c is the concrete cross-sectional area

u is the perimeter of that part of the cross section which is exposed to drying

kh is given in the following table. Accurate value of kh is obtained by linear interpolation for different values of h0.

EN 1992-1-1 §3.1.4 (tableau 3.3)

h_0	k_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

and

EN 1992-1-1 §B.2

$$\varepsilon_{cd,0} = 0{,}85\left[(220+110\cdot\alpha_{ds1})\cdot\exp\left(-\alpha_{ds2}\cdot\frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right)\right]\cdot 10^{-6}\cdot\beta_{RH}$$

$$\beta_{RH} = -1{,}55\left[1-\left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right]$$

where:

f_{cm} is the mean compressive strength (MPa)

f_{cmo} = 10 Mpa

α_{ds1} is a coefficient which depends on the type of cement
= 3 for cement Class *S*
= 4 for cement Class *N*
= 6 for cement Class *R*

α_{ds2} is a coefficient which depends on the type of cement
= 0,13 for cement Class *S*
= 0,12 for cement Class *N*
= 0,11 for cement Class *R*

RH is the ambient relative humidity (%)

RH_0 = 100%.

It is then obtained the following drying shrinkage strain:

εcd	Rail seat	At Centre
At 28 days	9,3E-05 m/m	1,3E-04 m/m
At end of life	2,9E-04 m/m	3,0E-04 m/m

5.2.2 Autogenous shrinkage strain
According to EN 1992-1-1 §10.3.1.2 autogenous shrinkage strain is neglected as the sleeper is a precast element subjected to heat curing.

5.2.3 Total losses due to shrinkage
The total shrinkage strain is:

εcs	Rail seat	At Centre
At 28 days	9,3E-05 m/m	1,3E-04 m/m
At end of life	2,9E-04 m/m	3,0E-04 m/m

It is then deduced the total losses due to shrinkage

ΔPs	Rail seat	At Centre
At 28 days	5,1 kN	6,8 kN
At end of life	15,6 kN	15,8 kN

5.3 Long term losses due to creep

The part of the long term losses due to creep is deduced from the following formula:

$$\Delta P_c = A_p \frac{\frac{E_p}{E_{cm}(t)} \cdot \varphi(t,t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}(t)} \cdot \frac{A_p}{A_c(t)} \left(1 + \frac{A_c(t)}{I_c(t)} \cdot e_i^2\right) [1 + 0{,}8 \cdot \varphi(t,t_0)]}$$

With the parameters of the project it is obtained the total loss du to creep:

ΔPc	Rail seat	At Centre
At 28 days	5,3 kN	8,3 kN
At end of life	12,3 kN	18,3 kN

5.4 Long term losses due to steel relaxation

The part of the long term losses due to steel relaxation is deduced from the following formula:

$$\Delta P_r = A_p \frac{0.8 \cdot \sigma_{pr}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}(t)} \cdot \frac{A_p}{A_c(t)} \left(1 + \frac{A_c(t)}{I_c(t)} \cdot e_i^2\right) [1 + 0{,}8 \cdot \varphi(t,t_0)]}$$

With the parameters of the project the loss due to steel relaxation after transfer:

ΔPr	Rail seat	At Centre
At 28 days	0,2 kN	0,1 kN
At end of life	7,9 kN	6,9 kN

6 ACTING PRESTRESSING FORCE AND PARTICULAR MOMENTS OF THE SLEEPER

6.1 Acting prestressing force

The calculation of the different losses allows to calculate the acting prestressing force in the sleeper:

P(t)	Rail seat	At Centre
At 28 days	353,9 kN	342,8 kN
At end of life	328,7 kN	317,0 kN

6.2 Characteristic bending moments of the sleeper

Characteristic bending moment of the sleeper is defined as the moment that causes a tension into concrete at infinite time superior to the flexural strength of concrete under fatigue loads. The value of the flexural strength of concrete under fatigue loads 3 MPa.

Characteristic moment	Rail seat	At Centre
Mk pos	25,3 kN.m	14,1 kN.m
Mk neg	-11,4 kN.m	-11,9 kN.m

6.3 First crack bending moments of the sleeper

The first crack bending moment of the sleeper is defined as the bending moment necessary to create a tension into concrete superior to the concrete flexural tensile strength under static load. As the tests are usually performed at 28 days we retain the values of losses at 28 days with a value for concrete flexural tensile strength under static load at the age of 28 days of 5,5 MPa.

First crack bending moment	Rail seat	At Centre
Mt pos	32,8 kN.m	17,9 kN.m
Mt neg	-17,1 kN.m	-15,4 kN.m

6.4 Safety factor

The required design moments are listed in the table below:

required design moment	Rail seat	At Centre
Mk pos	16,8 kN.m	7,8 kN.m
Mk neg		-10,5 kN.m
Mt pos	21,4 kN.m	
Mt neg		-14,3 kN.m

It is then deduced the safety factors for each section an moment:

safety factors	Rail seat	At Centre
Mk pos	1,5	1,8
Mk neg		1,1
Mt pos	1,5	
Mt neg		1,1

The minimum safety factor calculated for the sleeper is 1,07. We can conclued that the design of the sleeper comply with its service conditions.

Vedlegg 9: Beregning test nr. 20

$\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t,t_0)$

where:

φ_0 is the notional creep coefficient and may be estimated from:

$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$

φ_{RH} is a factor to allow for the effect of relative humidity on the notional creep coefficient:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \qquad \text{for } f_{cm} \le 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right] \cdot \alpha_2 \qquad \text{for } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

(B.3b)

RH is the relative humidity of the ambient environment in %

$\beta(f_{cm})$ is a factor to allow for the effect of concrete strength on the notional creep coefficient:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16{,}8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

f_{cm} is the mean compressive strength of concrete in MPa at the age of 28 days

$\beta(t_0)$ is a factor to allow for the effect of concrete age at loading on the notional creep coefficient:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0{,}1 + t_0^{0{,}20})}$$

h_0 is the notional size of the member in mm where:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

A_c is the cross-sectional area

u is the perimeter of the member in contact with the atmosphere

$\beta_c(t,t_0)$ is a coefficient to describe the development of creep with time after loading, and may be estimated using the following Expression:

$$\beta_c(t,t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)}\right]^{0{,}3}$$

t is the age of concrete in days at the moment considered

t_0 is the age of concrete at loading in days

$t - t_0$ is the non-adjusted duration of loading in days

β_H is a coefficient depending on the relative humidity (RH in %) and the notional member size (h_0 in mm). It may be estimated from:

$\beta_H = 1{,}5\,[1 + (0{,}012\,RH)^{18}]\,h_0 + 250 \le 1500$ for $f_{cm} \le 35$

$\beta_H = 1{,}5\,[1 + (0{,}012\,RH)^{18}]\,h_0 + 250\,\alpha_3 \le 1500\,\alpha_3$ for $f_{cm} \ge 35$

1 INTRODUCTION

The goal of this note is to calculate the design moments of the sleeper in order to verify that its characteritics comply with the efforts it will be submitted to in track
The design moments of the sleeper are the characteritic moments of the sleeper and the test bending moments of the sleeper. They are defined in the EN 13230-6 as:

-Characteristic moment: moment that causes a tension into concrete at infinite time superior to the flexural strength of concrete under fatigue loads.
-Test bending moment or first crack test bending moment: moment that causes a tension into concrete superior to the flexural strength of concrete . As this moment is time dependant it is considered the value at 28 days.

As a consequence, the progression of the note will be as following:"

- Description of the sleeper
- Calculation of the prestressing losses
- Calculation of the characteristic and testing moments

The prestressing force after transfer and the long term losses are calculated according EN 1992-1-1 as proposed into EN 13230-6 §6.2.7. The values of the different parameters is directly taken from the common european standard. If needed, verification using national parameters from the different national annexes can be made separatly.
Calculation only applies to concrete sleepers prestressed by pretension; It doesn't apply to concrete sleepers prestressed by post-tension.

2 INPUT DATA

2.1 Material properties

2.1.1 Concrete

Strength class of concrete: C50/60

Type of cement: 52,5R

Concrete flexural strength under fatigue loads fct,fl,fat: 3 MPa

Concrete flexural strength at 28 days, fct,fl,28: 5,5 MPa

2.2.1 Prestressing steel

Young modulus of prestressing steel, Ep=205000 MPa

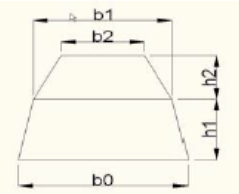
The characteristics of the prestressing tendons used are the following:

désignation	diametre	f,p,k	Fp,k	Fp,0,1,k	section
Y1860S3-6,9-1	6,9 mm	1 860 MPa	43,5 kN	38,3 kN	23 mm²

2.3 Geometry of the sleeper

The sleeper is defined by its sections at rail seat and at its centre. As a simplification, each section is decomposed into two trapeziums wich dimensions are presented in the following table:

	At rail seat	At centre
h1	0,23 m	0,21 m
h2	0,00 m	0,00 m
b0	0,32 m	0,32 m
b1	0,28 m	0,26 m
b2	0,26 m	0,00 m



2.4 Strand patern

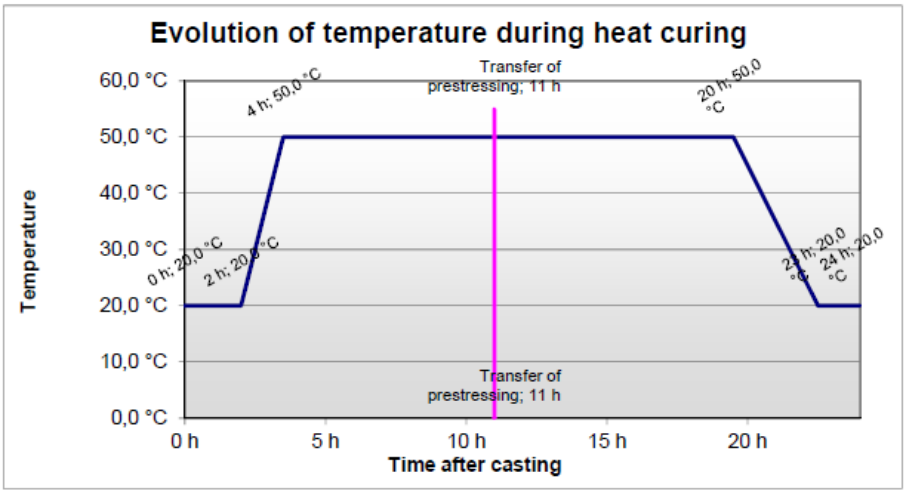
The position of each prestressing layer, the type and the number of tendon in each layer and the prestressing force applied to each tendon of the layer is described in the table hereafter:

N Layer	Nb wire	Position	Tendons	F0
1	2	0,04 m	Y1860S3-6,9-1	33 kN
2	4	0,07 m	Y1860S3-6,9-1	33 kN
3	2	0,08 m	Y1860S3-6,9-1	33 kN
4	2	0,16 m	Y1860S3-6,9-1	33 kN
5	2	0,18 m	Y1860S3-6,9-1	33 kN
6				

Note: The position of each layer is described as its distance from the bottom surface of the sleeper.

2.5 Fabrication process

The maturation of the sleeper is performed using heat control. The characteristic heat curing cycle is described in the chart below:



Transfer of prestressing is performed 11 hours after casting.
Rate of humidity is assumed to be 80%.

2.6 Applicable standards

The calculation method is based on the recomandations of the prEN 13230-6, Railway applications - Track - Concrete sleepers and bearers - Part 6: Design.
The calculation of the prestressing losses is performed in accordance with the EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part1: General rules and rules for building.

The expected lifetime of the sleeper is 50 years.

3 STATIC PROPERTIES OF THE SECTIONS

The mechanical properties of the sleeper depend on the sections at rail seat and at centre. In the following parts, the following results will be presented:

-Characteristics of the concrete section
-Characteristics of the equivalent section concrete+steel at prestress release
-Characteristics of the equivalent section concrete+steel at 28 days

3.1 Characteristics of the concrete sections

The sections are considered as plain concrete sections without prestressing steel.

	Rail seat	Centre
Surface of the concrete section Ac	6,90E-02 m²	6,09E-02 m²
Height of the centre of gravity zGc	1,12E-01 m	1,01E-01 m
Inertia of the concrete section Ic	3,04E-04 m4	2,23E-04 m4
Perimeter of the concrete section u	1,06E+00 m	1,00E+00 m
Notional size of the section h	130 mm	121 mm

EN 1992-1-1 §3.1.4

3.2 Characteristics of the equivalent section concrete/steel at prestress release

The static values of the equivalent sections are calculated by replacing the prestressing tendon by an equivalent concrete area. The coefficient of equivalence between steel and concrete is obtained by dividing the Young modulus of steel by the Young modulus of concrete at the time considered.
The influence of heat curing on the concrete properties is taken into account by substituting the actual age 't' of the concrete by the temperature adjusted age 'tT':

Temperature adjusted concrete age at prestress release tT=1,33 d.
Compressive strength of concrete at prestress release fcm(tT)=28,3 MPa.
Modulus of elasticity of concrete at prestress release Ecm(tT)=30 MPa.
Coefficient of equivalence between steel and concrete at prestress release n(tT)=6,8.

	Rail seat	Centre
Surface of the equivalent section Ai	7,06E-02 m²	6,25E-02 m²
Height of the centre of gravity zGi	1,12E-01 m	1,01E-01 m
Inertia of the equivalent section Ii	3,05E-04 m4	2,24E-04 m4
Lever arm of the prestressing ei	1,30E-02 m	2,15E-03 m

3.3 Characteristics of the equivalent section concrete/steel at 28 days

Compressive strength of concrete at 28 days fcm(28)=58 MPa.
Modulus of elasticity of concrete at 28 days Ecm(28)=37,3 MPa.
Coefficient of equivalence between steel and concrete at 28 days n(28)=5,5.

	Rail seat	Centre
Surface of the equivalent section Ai	7,03E-02 m²	6,22E-02 m²
Height of the centre of gravity zGi	1,12E-01 m	1,01E-01 m
Inertia of the equivalent section Ii	3,05E-04 m4	2,24E-04 m4
Lever arm of the prestressing ei	1,30E-02 m	2,17E-03 m

4 DETERMINATION OF INITIAL PRESTRESSING FORCE

4.1 Maximum stressing force

It is verified that the maximum force applied to one tendon doesn't exceed the maximum authorized value given by the following formula:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max}$$ *EN 1992-1-1 §5.10.2.1*

where:

A_p is the cross-sectional area of the tendon

$\sigma_{p,max}$ is the maximum stress applied to the tendon
$= \min \{ k_1 \cdot f_{pk} ; k_2 \cdot f_{p0,1k} \}$

With k1=0.8 and k2=0.95 as the force applied can be mesured to an accuracy of +/- 5%.
The results for each layer are presented in the following table:

N layer	F0	Pmax	
1	32,5 kN	34,5 kN	OK
2	32,5 kN	34,5 kN	OK
3	32,5 kN	34,5 kN	OK
4	32,5 kN	34,5 kN	OK
5	32,5 kN	34,5 kN	OK

The total force applied at the active end of the tendons during tensioning is 390kN.

4.2 Immediate losses of prestress

4.2.1 Arbitrary immediate loss of prestress

No arbitrary loss is taken into account.

4.2.2 Loss due to relaxation

This loss is due to the relaxation of the prestressing steel during the period elapsed between tensioning of the wires and transfer of prestressing. Is is evaluated using the following formula for a class 2 prestressing steel:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0{,}66 \quad \rho_{1000} \quad e^{9{,}1\,\mu} \quad \left(\frac{t}{1000}\right)^{0{,}75\,(1-\mu)} \quad 10^{-5}$$ *EN 1992-1-1 §3.3.2*

With

$\Delta\sigma_{pr}$ is absolute value of the relaxation losses of the prestress

σ_{pi} For post-tensioning σ_{pi} is the absolute value of the initial prestress $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$ (see also 5.10.3 (2));
For pre-tensioning σ_{pi} is the maximum tensile stress applied to the tendon minus the immediate losses occurred during the stressing process see 5.10.4 (1) (i)

t is the time after tensioning (in hours)

μ $= \sigma_{pi}/f_{pk}$, where f_{pk} is the characteristic value of the tensile strength of the prestressing steel

ρ_{1000} is the value of relaxation loss (in %), at 1000 hours after tensioning and at a mean temperature of 20°C.

To cater for the effects of heat treatment on the prestress loss due to the relaxation of the prestressing steel, an equivalent time is added to the time after tensioning in the formula above. This equivalent time is estimated from the following formula:

$$t_{eq} = \frac{1{,}14^{T_{max}-20}}{T_{max}-20} \sum_{i=1}^{n} \left(T_{(\Delta t_i)} - 20\right) \Delta t_i$$

EN 1992-1-1 §10.3.2.2

where

t_{eq} is the equivalent time (in hours)
$T_{(\Delta ti)}$ is the temperature (in °C) during the time interval Δt_i
T_{max} is the maximum temperature (in °C) during the heat treatment

The application of this formula with the heat treatment cycle described in §2.5 gives teq=423 hours.

With ρ1000=2.5% it is obtained ΔPr=4,9kN

4.2.3 Losses due to temperature

In the case of heat curing of precast concrete elements, the diminution of the tension in the tendons and the restrained dilatation of the concrete due to the temperature, induce a specific thermal loss ΔPθ. This loss is estimated by the following expression:

EN 1992-1-1 §10.5.2

$$\Delta P_\theta = 0{,}5\ A_p\ E_p\ \alpha_c\ (T_{max} - T_o)$$

Where

A_p is the cross-section of tendons
E_p is the elasticity modulus of tendons
α_c is the linear coefficient of thermal expansion for concrete
$T_{max} - T_0$ is the difference between the maximum and initial temperature in the concrete near the tendons, in °C

With Ap=280,8 cm², Ep=205000 MPa, αc=10E-06 K-1 and Tmax-T0=30 °C, the following value of loss is obtained:

ΔPθ=8,6kN

4.2.4 Loss due to elastic deformation of concrete

The loss of prestress due to elastic shortening of concrete is estimated at rail seat and at centre section using the following formula:

$$\Delta P_{el} = \frac{\frac{E_p}{E_c} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left[1 + \frac{A_i \cdot e_i^2}{I_i}\right]}{1 + \frac{E_p}{E_c} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left[1 + \frac{A_i \cdot e_i^2}{I_i}\right]} \cdot \left[F_0 - \Delta P_\mu - \Delta P_r - \Delta P_\theta\right]$$

Where

Ep is the elasticity modulus of tendons
Ec is the elasticity modulus of concrete
Ap is the cross section of tendons
Ac is the cross section of concrete
Ai is the equivalent cross section
Ii is the inertia of the equivalent cross section
ei is the lever arm of prestress

With the values for the sections and the characteritics of the materials calculated at transfer and presented above it is obtained:

- At rail seat ΔPel=10,6kN
- At centre section ΔPel=11,5kN

4.3 Situation after transfer of prestressing

4.3.1 Prestressing force after transfer of prestressing

It is verified that the maximum force into the tendons after transfer of prestressing doesn't exceed the maximum authorized value given by the following formula:

$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x)$ *EN 1992-1-1 §5.10.3*

where:

$\sigma_{pm0}(x)$ is the stress in the tendon immediately after tensioning or transfer

$= \min \{ k_7 \cdot f_{pk} ; k_8 f_{p0,1k} \}$

With k7=0.75 and k2=0.85.

The results for each layer are presented in the following table:

N layer	Pm0	Pm max	
1	30,5 kN	32,6 kN	OK
2	30,5 kN	32,6 kN	OK
3	30,5 kN	32,6 kN	OK
4	30,5 kN	32,6 kN	OK
5	30,5 kN	32,6 kN	OK

The total force applied for each section after transfer is:

- At rail seat, Pm0=365,9kN
- At centre section Pm0=364,9kN

4.3.2 Verification of concrete after transfer of prestressing

The maximum compressive stress into concrete calculated after release of prestress is σcmax=6,9MPa.

Compression into concrete after release of prestress is acceptable as doesn't exceed 0.60xfck(t)=0.60x20,3=12,2 MPa. (EN 1992-1-1 &5.10.2.2)

5 EVALUATION OF LONG TERM LOSSES

The time dependent losses are calculated by considering:

- The reductions of stress due to the reduction of strain, caused by the deformation of concrete due to creep and shrinkage, under the permanent loads.
- The reduction of stress in the steel due to the relaxation under tension.

They are calculated according to the following simplified method:

EN 1992-1-1 §5.10.6

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta\sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0{,}8\Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t,t_0).\sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c}\left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right)[1 + 0{,}8\,\varphi(t,t_0)]}$$

where:

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$	is the absolute value of the variation of stress in the tendons due to creep, shrinkage and relaxation at location x, at time t
ε_{cs}	is the estimated shrinkage strain
E_p	is the modulus of elasticity for the prestressing steel
E_{cm}	is the modulus of elasticity for the concrete
$\Delta\sigma_{pr}$	is the absolute value of the variation of stress in the tendons at location x, at time t, due to the relaxation of the prestressing steel. It is determined for a stress of $\sigma_p = \sigma_p(G+P_{m0}+\psi_2 Q)$ where $\sigma_p = \sigma_p(G+P_{m0}+\psi_2 Q)$ is the initial stress in the tendons due to initial prestress and quasi-permanent actions.
$\varphi(t,t_0)$	is the creep coefficient at a time t and load application at time t_0
$\sigma_{c,QP}$	is the stress in the concrete adjacent to the tendons, due to self-weight and initial prestress and other quasi-permanent actions where relevant. The value of $\sigma_{c,QP}$ may be the effect of part of self-weight and initial prestress or the effect of a full quasi-permanent combination of action ($\sigma_c(G+P_{m0}+\psi_2 Q)$), depending on the stage of construction considered.
A_p	is the area of all the prestressing tendons at the location x
A_c	is the area of the concrete section.
I_c	is the second moment of area of the concrete section.
z_{cp}	is the distance between the centre of gravity of the concrete section and the tendons

In the following, long term losses are calculated at 28 days and for the expected lifetime of the sleeper. More over, in the following clauses, calculation is split into 4 parts:

-Calculation of creep coefficient
-calculation of long term losses due to shrinkage
-calculation of long term losses due to creep
-calculation of long term losses due to steel relaxation.

5.1 Calculation of creep coefficient

Creep coefficient is calculated according Annex B.1 of EN 1992-1-1. The main steps of calculation are reminded here:

EN 1992-1-1 §B.1

$\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t,t_0)$

where:

φ_0 is the notional creep coefficient and may be estimated from:

$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$

φ_{RH} is a factor to allow for the effect of relative humidity on the notional creep coefficient:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \qquad \text{for } f_{cm} \le 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right] \cdot \alpha_2 \qquad \text{for } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

(B.3b)

RH is the relative humidity of the ambient environment in %

$\beta(f_{cm})$ is a factor to allow for the effect of concrete strength on the notional creep coefficient:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16{,}8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

f_{cm} is the mean compressive strength of concrete in MPa at the age of 28 days

$\beta(t_0)$ is a factor to allow for the effect of concrete age at loading on the notional creep coefficient:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0{,}1 + t_0^{0.20})}$$

h_0 is the notional size of the member in mm where:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

A_c is the cross-sectional area

u is the perimeter of the member in contact with the atmosphere

$\beta_c(t,t_0)$ is a coefficient to describe the development of creep with time after loading, and may be estimated using the following Expression:

$$\beta_c(t,t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)}\right]^{0{,}3}$$

t is the age of concrete in days at the moment considered

t_0 is the age of concrete at loading in days

$t - t_0$ is the non-adjusted duration of loading in days

β_H is a coefficient depending on the relative humidity (RH in %) and the notional member size (h_0 in mm). It may be estimated from:

$\beta_H = 1{,}5\,[1 + (0{,}012\,RH)^{18}]\,h_0 + 250 \le 1500$ for $f_{cm} \le 35$

$\beta_H = 1{,}5\,[1 + (0{,}012\,RH)^{18}]\,h_0 + 250\,\alpha_3 \le 1500\,\alpha_3$ for $f_{cm} \ge 35$

$\alpha_{1/2/3}$ are coefficients to consider the influence of the concrete strength:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,5}$$

(2) The effect of type of cement (see 3.1.2 (6)) on the creep coefficient of concrete may be taken into account by modifying the age of loading t_0 in Expression (B.5) according to the following Expression:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1\right)^{\alpha} \geq 0,5$$

where:

$t_{0,T}$ is the temperature adjusted age of concrete at loading in days adjusted according to Expression (B.10)

α is a power which depends on type of cement
= -1 for cement Class *S*
= 0 for cement Class *N*
= 1 for cement Class *R*

(3) The effect of elevated or reduced temperatures within the range 0 – 80°C on the maturity of concrete may be taken into account by adjusting the concrete age according to the following Expression:

$$t_T = \sum_{i=1}^{n} e^{-(4000/[273+T(\Delta t_i)]-13,65)} \cdot \Delta t_i$$

where:

t_T is the temperature adjusted concrete age which replaces *t* in the corresponding equations

$T(\Delta t_i)$ is the temperature in °C during the time period Δt_i

Δt_i is the number of days where a temperature *T* prevails.

With the parameters of the project, the value of creep coefficient is:

φ(t,t0)	Rail seat	Centre
At 28 days	0,59	0,59
At end of life	1,38	1,39

5.2 Long term losses due to shrinkage

The part of the long term losses due to shrinkage is calculated using the following formula:

$$\Delta P_s = A_p \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}(t)} \cdot \frac{A_p}{A_c(t)} \left(1 + \frac{A_c(t)}{I_c(t)} \cdot e_i^2\right)[1 + 0,8.\varphi(t,t_0)]}$$

The total shrinkage strain is composed of two components, the drying shrinkage strain and the autogenous shrinkage strain.

$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$ *EN 1992-1-1 §3.1.4 (3.8)*

where:

ε_{cs} is the total shrinkage strain

ε_{cd} is the drying shrinkage strain

ε_{ca} is the autogenous shrinkage strain

5.2.1 Drying shrinkage strain

The development of the drying shrinkage strain in time is given by:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$ *EN 1992-1-1 §3.1.4 (3.9)*

Where *EN 1992-1-1 §3.1.4 (3.10)*

$$\beta_{ds}(t,t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0{,}04\sqrt{h_0^3}}$$

where:

t is the age of the concrete at the moment considered, in days

t_s is the age of the concrete (days) at the beginning of drying shrinkage (or swelling). Normally this is at the end of curing.

h_0 is the notional size (mm) of the cross-section
$= 2A_c/u$

where:

A_c is the concrete cross-sectional area

u is the perimeter of that part of the cross section which is exposed to drying

kh is given in the following table. Accurate value of kh is obtained by linear interpolation for different values of h0.

EN 1992-1-1 §3.1.4 (tableau 3.3)

h_0	k_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

and

$$\varepsilon_{cd,0} = 0{,}85\left[(220+110\cdot\alpha_{ds1})\cdot\exp\left(-\alpha_{ds2}\cdot\frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right)\right]\cdot 10^{-6}\cdot\beta_{RH}$$ *EN 1992-1-1 §B.2*

$$\beta_{RH} = -1{,}55\left[1-\left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right]$$

where:

f_{cm} is the mean compressive strength (MPa)

f_{cmo} = 10 Mpa

α_{ds1} is a coefficient which depends on the type of cement
= 3 for cement Class *S*
= 4 for cement Class *N*
= 6 for cement Class *R*

α_{ds2} is a coefficient which depends on the type of cement
= 0,13 for cement Class *S*
= 0,12 for cement Class *N*
= 0,11 for cement Class *R*

RH is the ambient relative humidity (%)

RH_0 = 100%.

It is then obtained the following drying shrinkage strain:

εcd	Rail seat	At Centre
At 28 days	9,1E-05 m/m	9,8E-05 m/m
At end of life	2,8E-04 m/m	2,9E-04 m/m

5.2.2 Autogenous shrinkage strain

According to EN 1992-1-1 §10.3.1.2 autogenous shrinkage strain is neglected as the sleeper is a precast element subjected to heat curing.

5.2.3 Total losses due to shrinkage

The total shrinkage strain is:

εcs	Rail seat	At Centre
At 28 days	9,1E-05 m/m	9,8E-05 m/m
At end of life	2,8E-04 m/m	2,9E-04 m/m

It is then deduced the total losses due to shrinkage

ΔPs	Rail seat	At Centre
At 28 days	5,0 kN	5,5 kN
At end of life	15,6 kN	15,8 kN

5.3 Long term losses due to creep

The part of the long term losses due to creep is deduced from the following formula:

$$\Delta P_c = A_p \frac{\frac{E_p}{E_{cm}(t)} . \varphi(t,t_0) . \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}(t)} \cdot \frac{A_p}{A_c(t)} \left(1 + \frac{A_c(t)}{I_c(t)} \cdot e_i^2\right) \left[1 + 0{,}8 . \varphi(t,t_0)\right]}$$

With the parameters of the project it is obtained the total loss du to creep:

ΔPc	Rail seat	At Centre
At 28 days	4,8 kN	5,2 kN
At end of life	11,0 kN	12,0 kN

5.4 Long term losses due to steel relaxation

The part of the long term losses due to steel relaxation is deduced from the following formula:

$$\Delta P_r = A_p \frac{0.8 . \sigma_{pr}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}(t)} \cdot \frac{A_p}{A_c(t)} \left(1 + \frac{A_c(t)}{I_c(t)} \cdot e_i^2\right) \left[1 + 0{,}8 . \varphi(t,t_0)\right]}$$

With the parameters of the project the loss due to steel relaxation after transfer:

ΔPr	Rail seat	At Centre
At 28 days	0,3 kN	0,2 kN
At end of life	8,1 kN	8,0 kN

6 ACTING PRESTRESSING FORCE AND PARTICULAR MOMENTS OF THE SLEEPER

6.1 Acting prestressing force

The calculation of the different losses allows to calculate the acting prestressing force in the sleeper:

P(t)	Rail seat	At Centre
At 28 days	355,8 kN	354,0 kN
At end of life	331,1 kN	329,2 kN

6.2 Characteristic bending moments of the sleeper

Characteristic bending moment of the sleeper is defined as the moment that causes a tension into concrete at infinite time superior to the flexural strength of concrete under fatigue loads. The value of the flexural strength of concrete under fatigue loads 3 MPa.

Characteristic moment	Rail seat	At Centre
Mk pos	25,3 kN.m	19,0 kN.m
Mk neg	-15,6 kN.m	-16,4 kN.m

6.3 First crack bending moments of the sleeper

The first crack bending moment of the sleeper is defined as the bending moment necessary to create a tension into concrete superior to the concrete flexural tensile strength under static load. As the tests are usually performed at 28 days we retain the values of losses at 28 days with a value for concrete flexural tensile strength under static load at the age of 28 days of 5,5 MPa.

First crack bending moment	Rail seat	At Centre
Mt pos	33,3 kN.m	25,5 kN.m
Mt neg	-22,7 kN.m	-22,3 kN.m

6.4 Safety factor

The required design moments are listed in the table below:

required design moment	Rail seat	At Centre
Mk pos	16,8 kN.m	7,8 kN.m
Mk neg		-10,5 kN.m
Mt pos	21,4 kN.m	
Mt neg		-14,3 kN.m

It is then deduced the safety factors for each section an moment:

safety factors	Rail seat	At Centre
Mk pos	1,5	2,4
Mk neg		1,6
Mt pos	1,6	
Mt neg		1,6

The minimum safety factor calculated for the sleeper is 1,5. We can conclued that the design of the sleeper comply with its service conditions.