1816

KOLONIAAL MUSEUM HAARLEM

TIJDSCHRIFT

VAN HET

Koninklijk Instituut van Ingenieurs,

Afdeeling Nederlandsch-Indië

1908—1909

Aflevering I.

CENTRALE BIBLIOTHEEK KON. INST. v. d. TROPEN AMSTERDAM

PRIJS VOOR HET PUBLIEK DRIE GULDEN.

INHOUD:

Beschouwingen over den bovenbouw van het Spoor met wijdte 1,067 M¹,

IN HET BIJZONDER VAN DAT DER

STAATSSPOORWEGEN OP JAVA

DOOR

J. H. A. HAARMAN,

Chef der 2e Afdeeling (weg en werken) van de Exploitatie van Staatsspoorwegen op Java.

☞ De leden der Afdeeling worden dringend verzocht:

a bij verandering van woonplaats daarvan kennis te geven aan den PENNINGMEESTER der afdeeling.

b bij het zenden van postwissels ter betaling van contributie deze te adresseeren aan den PENNINGMEESTER der Afdeeling te WELTEVREDEN.

De leden welke in het vervolg per POSTKWITANTIE over het door hen verschuldigde wenschen te doen beschikken, worden beleefd verzocht hiervan kennis te geven aan den PENNINGMEESTER.

BATAVIA
JAV. BOEKH. & DRUKKERIJ.
1909.

TIJDSCHRIFT

VAN HET

Koninklijk Instituut van Ingenieurs,

Afdeeling Nederlandsch-Indië.

VERHANDELINGEN.

INSTITUUTSJAAR

1908—1909.

BATAVIA
JAV. BOEKH. & DRUKKERIJ.
1909.

INHOUD:

BLADZ.

HOOFDSTUK I.

Inleiding 1

HOOFDSTUK II.

Berekening van de optredende spanningen en der vormveranderingen van het spoor onder de werking van een rustende belasting volgens de methode van Zimmermann 3

HOOFDSTUK III.

Dynamische werkingen 10

HOOFDSTUK IV.

Beschouwing over de in de vorige hoofdstukken berekende belastingscijfers en vormveranderingen 18

HOOFDSTUK V.

Het uitknikken van het spoor 43

HOOFDSTUK VI.

De keuze van een nieuwen bovenbouw voor Hoofdlijnen der S.S. op Java 45

VERHANDELINGEN.

BESCHOUWINGEN OVER DEN BOVENBOUW VAN HET SPOOR MET WIJDTE 1,067 M[1], IN HET BIJZONDER VAN DAT DER STAATSSPOORWEGEN OP JAVA.

HOOFDSTUK I.

Inleiding.

Sedert het jaar 1898 is de vraag aanhangig, of de baan der Staatsspoorwegen op Java, welke, zooals bekend is, de spoorwijdte van 1,067 M bezit, voldoende sterk mag geacht worden om de lijn als Hoofdspoorweg te kunnen exploiteeren. Hoewel ook in het bovengenoemde jaar reeds ter sprake kwam de wenschelijkheid tot de toepassing van een zwaardere rail over te gaan, nam dit plan eerst in 1907, bij het optreden van den tegenwoordigen Hoofdinspecteur H. F. VAN STIPRIAAN LUÏSCIUS, vasteren vorm aan en is alvorens hiertoe te besluiten het vraagstuk, of de baan der Staatsspoorwegen te zwak is en welke middelen ter verbetering aan te wenden zijn, nog eens nader onder oogen genomen, waarbij zoowel getracht is langs theoretischen weg tot de oplossing van de kwestie te geraken, als nagegaan is, wat de praktijk uitwijst.

Bij het naslaan der archiefstukken, die op deze zaak betrekking hadden, bleek mij al spoedig, dat bij het motiveeren van vroegere voorstellen wel wat al te veel alles, wat voor de Europeesche spoorwegen met wijdte 1,435 M. werd goed bevonden, zonder meer ook op onze baan toepasselijk was verklaard en dat, waar becijferingen werden uitgevoerd, gebruik werd gemaakt van voor Europeesche spoorwegen bekende getallen, die voor smalspoorwegen bepaald foutief zijn te achten.

Bij de toepassing der theorie van ZIMMERMANN op den bovenbouw der Staatsspoorwegen op Java, deden zich verschillende vraagpunten voor, welke in het algemeen voor spoorbanen met wijdte 1,067 M. van belang zijn, terwijl ten slotte de vraag moest worden beantwoord, of de spoorbanen met wijdte 1,067 M. als hoofdspoorwegen kunnen worden geëxploiteerd, dat wil zeggen, op den duur met snelheden van 60 tot 80 K.M./uur kunnen worden bereden, in hoever de voor spoorbanen met 1,435 M. wijdte geldende motieven om de rail te verzwaren ook voor onze spoorwegen opgaan en aan welk type van rail dan de voorkeur moet worden gegeven.

Aangezien over de spoorbanen met wijdte 1,067 M. betrekkelijk weinig lectuur bestaat en vooral de toepassing der theorie zelden schijnt plaats gehad te hebben, zoo komt mij deze kwestie belangrijk genoeg voor om nader te worden besproken. Als type van een baan met wijdte 1,067 M. wordt die der Staatsspoorwegen op Java beschouwd.

De oudste lijn der Staatsspoorwegen op Java, Soerabaja—Malang, werd aangelegd met een rail zwaar 27,68 K. G. per strekkende Meter (zie fig. 1). De motieven, die toen ter tijd bestonden om juist deze rail te kiezen, zijn thans niet meer bekend, evenmin als de redenen, waarom bij later aangelegde lijnen een rail van minder gewicht n. l. 25,75 K. G. per M[1]. toepassing vond (zie fig. 2).

Dit laatste railtype, dat tegenwoordig op alle lijnen der Staatsspoorwegen, behalve de bovengenoemde Soerabaja-Malang-lijn is toegepast, kan de rail der Staatsspoorwegen worden genoemd en zal hier verder Rail N°. 2 worden genoemd, terwijl de rail in de lijn Soerabaja-Malang met N°. 1 zal worden aangeduid.

Het dienstvoorschrift II voor het onderhoud van de baan in 1889 door A. E. LINDO opgesteld schreef voor, dat als normaal onder een rail van 6,80 M lengte acht dwarsliggers waren te plaatsen, die de rail verdeelden in vrijdragende lengten van:

$$0{,}25 + 7 \times 0{,}90 + 0{,}25 \text{ M}^1.$$

In bochten met geringer straal dan 350 M. zoomede in hellingen van meer dan 14 m.M. per meter $\left(\frac{1}{70}\right)$. werden negen dwarsliggers onder een rail van 6,80 M toegepast. De dwarsliggers hadden een breedte van 22 c.M., een hoogte van 12 c.M. en een lengte van 2,00 M.

De rails kregen een binnenwaartsche helling van 1

op 20, welke helling verkregen werd door de dwarsliggers in te kepen.

In rechte deelen en in bogen met meer dan 400 M. straal werden onderlegplaten toegepast bij de dwarsliggers, die bij de lasch gelegen waren.

Bij bogen van 400 M. tot 300 M. straal kreeg ook de middendwarsligger een onderlegplaat onder de buitenrail, terwijl in bogen met geringer straal dan 300 M. onderlegplaten werden toegepast op om den anderen dwarsligger, eveneens slechts onder de buitenspoorstaaf. De onderlegplaten waren vlak en hadden onder den railvoet een dikte van 6 m.M. met een opstaand kantje aan den buitenkant van den railvoet.

De bevestiging geschiedde enkel met haaknagels.

Later werden deze voorschriften in zooverre gewijzigd, dat de laschdwarsliggers 2,20 M. lang werden genomen.

Hoewel voor de lijnen Probolingo — Djember — Panaroekan voor het eerst rails met lengten van 10,20 M. werden gebruikt en ook voor de lasschen doelmatiger laschplaten (hoeklaschplaten) werden toegepast, terwijl tevens geleidelijk werd overgegaan tot de toepassing van tirefonds aan den binnenkant van de rail, zoo werden, toen in 1898 een drietal deraillementen plaats hadden op de berglijnen der Westerlijnen, die toch toegeschreven aan de onvoldoende sterkte van de baan. Als meer directe oorzaak werd aangenomen, dat in bogen met geringe straal van wagens met eenigszins smallere wielbanden, het voorwiel aan den binnenkant binnen de rail viel.

Toen de onvoldoende sterkte van de baan eenmaal ter sprake kwam, viel het eerst het oog op de laschconstructie en werd al dadelijk besloten op de berglijnen de, door een Duitsche firma ontworpen, vleugellaschplaten te bezigen, welke, teneinde ermede een proef te nemen, uitgezonden waren voor de toen in aanbouw zijnde lijn Batavia — Tangerang — Bantam.

Naar aanleiding van de genoemde deraillementen stelde de toenmalige Adjunct-Chef der 2e afdeeling, de civiel-ingenieur LIGTVOET, een nauwgezet onderzoek in naar den toestand van den bovenbouw in de berglijnen der S.S. Het resultaat van dat onderzoek en van zijne talrijke waarnemingen legde hij vast in een rapport, dat in September 1898 het Departement der Burgerlijke Openbare Werken bereikte.

De stand der rails, die onder $^1/_{20}$ naar binnen hellend behoordde te zijn, bleek bij nameting ten opzichte van den bovenkant der dwarsliggers, heel vaak en in niet geringe mate daarvan af te wijken. Zoowel de binnenrail als de buitenrail bleek in bogen vaak naar buiten te hellen, waarbij hellingen van $\frac{1}{6}$ geen zeldzaamheid waren. Opmerkelijk was het, dat over het algemeen de binnenrail in bogen in sterkere mate van den juisten stand afweek dan de buitenrail.

Afslijtingen ter dikte van 6 m.M. aan de binnenzijde van den buitenrailkop werden op verschillende plaatsen geconstateerd.

Uit proefnemingen bleek verder, dat in bogen met geringen straal bij treinovergang de binnenrail — zoowel als de buitenrailkop buitenwaarts (ten opzichte van as spoor) werd gedrukt en wel sterker naarmate de helling in de baan grooter en de stralen van de bogen kleiner waren.

Het bleek ook, dat over het algemeen deze uitwijkingen van de binnenrail grooter waren dan die van de buitenrail. De grootste uitwijking werd gemeten in een helling van $^1/_{25}$ en een boog met straal 150 M aan de binnenrail en bedroeg 9,4 m.M.

Dat de platte onderlegplaten met de dikte van 6 m.M. vaak braken, was toen een reeds bekende zaak. Binnen een tijdsverloop van drie en een half jaar moesten ± 6400 stuks wegens breken verwisseld worden.

Als gevolg van dat rapport en de daarop volgende discussie's werd in 1900 besloten over te gaan tot eene verzwaring van den bovenbouw voor de hoofdlijnen, waarbij

1e het aantal dwarsliggers zoude worden vermeerderd,
2e de normale lengte van alle dwarsliggers voor nieuwe lijnen en bij verwisseling werd vastgesteld op 2,20 M.,
3e onderlegplaten zouden worden toegepast, waarvan het steunvlak van de rail onder 20 op 1 helt, zoodat het inkepen der dwarsliggers niet meer noodig is,
4e die onderlegplaten ook onder de binnenrail in bogen zouden worden aangebracht,
5e tevens werd besloten de zoogenaamde vleugellaschplaten in de hoofdlijnen overal toe te passen en
6e voor de bevestiging van de rails meer tirefonds gebezigd zouden worden, dan tot nu toe gebruikelijk was, terwijl tevens aan den tirefondkop een doelmatiger vorm werd gegeven.

De onderlegplaten, die op haar dunste plaats 6 m.M. dik waren geconstrueerd, bleken in de praktijk nog te scheuren, weshalve deze minimum dikte met 2 m.M. werd vermeerderd en gebracht op 8 m.M. Ze zouden worden aangebracht:

in rechte deelen en bochten met straal grooter dan 200 M. onder beide rails, op om den anderen dwarsligger en

in bochten met kleiner straal onder beide rails op alle dwarsliggers.

Op de lijnvakken Soerabaia-Probolingo en Wonokromo-Solo werd het eerst een aanvang gemaakt met het gebruik der dwarsliggers van 2,20 M. Geleidelijk werd voortgegaan met het verzwaren van den bovenbouw volgens het nieuwe type op de bestaande lijnen, hetgeen thans zijne voltooiïng nadert.

Wat men tegenwoordig alzoo de versterkte bovenbouw noemt, zal hier verder geheeten worden:

Bovenbouw voor hoofdlijnen der S.S. Model 1900
en laat zich als volgt omschrijven;

DE SPOORWIJDTE.

De spoorwijdte = 1,067 M.

DE RAIL.

De rail N⁰. 2 heeft een doorsnede als in fig. 2 is geschetst.

het gewicht = 25,75 K.G./M¹.
de hoogte = 110 m.M.
de voetbreedte = 90 m.M.
de kopbreedte = 53 m. M.
de lijfdikte = 10 m.M.
het traagheidsmoment t/o der horizontale hoofdtraagheidsas = 538 c.M⁴.
het wederstandsmoment t/o der horizontale hoofdtraagheidsas = 97,4 c.M³.
het traagheidsmoment t/o der vertikale hoofdtraagheidsas = 88,9 c.M⁴.
het wederstandsmoment t/o der vertikale hoofdtraagheidsas = 19,8 c.M³.
het statisch moment van het gedeelte van de doorsnede van de rail, boven de neutrale as gelegen, t/o van deze as . . . . . = 62,7 c.M³.
het materiaal van de rail is vloeistaal met een elasticiteitsmodulus van 2200 ton/c.M².

DE ONDERLEGPLAAT.

De onderlegplaten worden in de rechte baan op om den anderen dwarsligger aangebracht. Zij hebben het walsprofiel, zooals dat in fig. 3 is voorgesteld.

Op de dwarsliggers, die aan de lasch grenzen, hebben de onderlegplaten de lengte van 16 c. M. en bevatten gaten, aan den binnenkant voor twee tirefonds en aan den buitenkant voor twee haaknagels; het type wordt **A** genoemd. De andere onderlegplaten van het type **B** hebben een lengte van 14 c. M. en bevatten gaten voor een tirefond aan de binnenzijde van de rail en voor twee haaknagels aan de buitenzijde. De bovenaanzichten van deze typen zijn in fig. 4 en fig. 5 voorgesteld.

Het materiaal van de onderlegplaten is vloeiijzer met een trekvastheid van ± 40 K. G./m. M².

DE DWARSLIGGER.

De dwarsliggerlengte = 220 c. M.
De hoogte = 12 c.M.
De breedte = 22 c.M.
Het traagheidsmoment van de doorsnede = 3168 c.M⁴. en
Het weerstandsmoment = 528 c. M³.

Het materiaal is djattihout, met een elasticiteitsmodulus van 100 ton/c. M².

DWARSLIGGERAFSTAND.

Bij de rail van 6,80 M. lengte is de verdeeling:
0,25 + 0,75 + 6 × 0,80 + 0,75 + 0,25 M¹;
bij de rail van 10,20 M. lengte is deze
0,26 + 2 × 0,80 + 8 × 0,81 + 2 × 0,80 + 0,26 M¹.
namelijk voor de rechte deelen, die hier hoofdzakelijk zullen worden beschouwd.

DE LASSCHEN.

De afstand van de dwarsliggers bij de lasch = 0,52 M.;
De lengte van de laschplaten (vleugellaschplaten) = 470 c. M.;
Het traagheidsmoment van de doorsnede over den vleugel genomen voor één laschplaat = 319 c. M⁴.;
Het wederstandsmoment van de doorsnede aldaar = 42 c. M³.;
Het traagheidsmoment van de doorsnede ter plaatse, waar de vleugel verwijderd is, = 42 c. M⁴.;
Het wederstandsmoment van de doorsnede aldaar = 11,25 c. M³.;
Het statisch moment van den vleugel van de laschplaat t/o van de neutrale as = 34,3 c.M³.
De laschplaat is in doorsnede voorgesteld in fig: 6, de geheele lasch in fig: 7.

DE RADDRUK.

In de berekeningen is als raddruk aangenomen 4500 K. G.

HOOFDSTUK II.

Berekening van de optredende spanningen en der vormveranderingen van het spoor onder de werking van een rustende belasting volgens de methode van Zimmermann.

Voor rail, dwarsligger en ballast.

In het werk van DR. H. ZIMMERMANN, wien de verdienste toekomt de berekeningen over deze materie te hebben verzameld, kan men vinden, hoe bij de theorie wordt uitgegaan van de onderstelling, dat de ballast, waarop de dwarsliggers komen te rusten, binnen zekere grenzen als volkomen veerkrachtig is op te vatten en de inzinking op elke plaats evenredig kan gesteld worden aan den druk per vierkante centimeter, die op den ballast wordt uitgeoefend. ZIMMERMANN noemt den druk in K.G. per c.M²,, die den ballast 1 c.M. zou doen zakken, indien die zakking steeds plaats vond volgens de wetten, zooals die onder de elasticiteitsgrens geldig zijn, de ballastcoëfficiënt C, welke practisch wordt bepaald en in het algemeen varieert tusschen 3 en 8.

Onder deze vooropstelling is de dwarsligger als een veerend steunpunt op te vatten, waarvan wederom de reactie evenredig is met de zakking, die de lastpunten ondergaan. De rail moet dan beschouwd worden als een ligger op veerkrachtige steunpunten.

Evenmin als bij andere ingewikkelde theoriën kunnen de uitkomsten van de berekeningen volgens ZIMMERMANN als volkomen juist worden opgevat. In de praktijk zal een zoo regelmatige toestand, als zijne theorie vooropstelt, niet kunnen voorkomen. Gebleken is echter, dat de theorie van ZIMMERMANN van de bestaande methoden ter berekening het meest met de praktijk overeenkomt, en dat verder de uitkomsten zijner berekeningen zich zeer eigenen tot vergelijking van verschillende spoorbanen, wijl tot nu toe steeds nog gebleken is, dat, waar volgens de theorie van ZIMMERMANN een type van bovenbouw bij de berekening betere uitkomsten gaf dan een ander, het eerste in de praktijk ook steeds beter heeft voldaan.

Uitgaande van de genoemde onderstelling, dat de inzinking van den ballast evenredig is met de reactie door den ballast uitgeoefend, wordt de differentiaalvergelijking van de elastische lijn van den vervormden dwarsligger opgesteld. De algemeene differentiaalvergelijking is door WINKLER opgelost. Voor den in fig. 8 nader aangeduiden belastingstoestand van den dwarsligger wordt in verband hiermede berekend, dat

de inzinking van den ballast

onder het midden van den dwarsligger: $y_0 = \frac{x\ P}{C\ b}\ [\eta_0]$

onder het lastpunt: $y_r = \frac{x\ P}{C\ b}\ [\eta_c]$

onder het einde: $y_l = \frac{x\ P}{C\ b}\ [\eta_\lambda]$

waarin P = de last in K.G. aangrijpende ter plaatse, waar de rail op den dwarsligger rust (niet te verwarren met den raddruk, waarvan deze kracht P, zooals verder blijken zal, slechts een deel is.)

C = de ballastcoëfficiënt

b = de breedte van den dwarsligger in c.M.

η_0, η_c, η_λ zijn grootheden, afhankelijk van den gebruikten dwarsligger en van den ballast, waarvoor ZIMMERMANN tabellen heeft samengesteld.

x = een grootheid, die geheel afhangt van den dwarsligger en den ballastcoëfficiënt n. l.

$$x = \frac{1}{L},\ \text{terwijl}\ L = \sqrt[4]{\frac{E\ I}{C\ b}},$$

waarin E = de elasticiteitsmodulus van het materiaal van den dwarsligger in K.G./c.M² en

I = het traagheidsmoment van de doorsnede van den dwarsligger ten opzichte van de neutrale as in c.M⁴.

De inzinking van den ballast bekend zijnde, is deze, teneinde *den druk op den ballast* uitgeoefend te berekenen, slechts te vermenigvuldigen met den ballastcoëfficiënt, zoodat de druk op den ballast onder het

midden van den dwarsligger $p_o = C \times y_o$

onder het lastpunt $p_r = C \times y_r$ en

onder het einde van den dwarsligger $p_l = C \times y_l$.

Om de voldoende sterkte van den dwarsligger na te gaan worden de *momenten* berekend, die in den dwarsligger kunnen optreden, volgens de formules:

voor het midden van den dwarsligger $M_o = \frac{P}{2\ x}\ [\mu_o]$

voor onder het lastpunt $M_r = \frac{P}{2\ x}\ [\mu_c]$

voor het einde is steeds het voorkomend moment $M_l = o$.

Bij deeling van het moment door het wederstandsmoment van de doorsnede van den dwarsligger zijn de optredende spanningen te berekenen.

Naar aanleiding van de formule $y_r = \frac{x\ P}{C\ b}\ [\eta^c]$

besluit ZIMMERMANN, dat de last, die, in de lastpunten van den dwarsligger aangrijpende een zakking van 1 c.M. zou ondergaan en die genoemd wordt

De weerstand van den dwarsligger,

en aangeduid met D, gelijk is aan:

$$\frac{C\ b}{x\ [\eta_c]}$$

of

$$D = \frac{C\ b\ L}{[\eta_c]}$$

Volgens deze berekeningswijze wordt geen rekening gehouden met de inknijping van den dwarsligger, die het gevolg is van de plaatselijke belasting door de rail uitgeoefend. De hierboven berekende kracht D zou dus meer juist zijn, indien de berekende zakking van den ballast onder den dwarsligger ter plaatse van het lastpunt gelijk was aan de zakking, die de rail ondergaat. Het is echter gebleken, dat bij zeer vaste onderlaag, waarbij men kan rekenen, dat de onderzijde van den dwarsligger niet zakt, de rail toch eene zakking ondergaat, die voor elke 10 KG./c.M². druk, die op den bovenkant van den dwarsligger uitgeoefend wordt, 0,1 c.M. bedraagt. Stelt men het steunvlak van de rail op den dwarsligger O c.M²., dan valt alzoo om de zakking van den last te berekenen, de bovengevonden waarde y_r te ver-

meerderen met $\frac{P}{10} \times \frac{0{,}1}{O}$, zoodat dan:

de zakking van den last $y_r^1 = \frac{x\ P}{C\ b}\ [r_c] + \frac{P}{100\ O}$, in

verband waarmede dan de kracht, die in de lastpunten van den dwarsligger aangrijpende eene zakking zou ondergaan van 1 c.M.:

$$D^1 = \frac{1}{\frac{x}{C\ b}\ [r_c] + \frac{1}{100\ O}} = \frac{1}{\frac{[r_c]}{C\ b\ L} + \frac{1}{100\ O}}$$

In den regel wordt niet met D^1 doch met de kracht D gerekend.

Voor onze spoorwegen heeft alzoo een berekening met verwaarloozing van de samendrukking van den dwarsligger het voordeel, dat de uitkomsten, hoewel minder juist, beter te vergelijken zijn met die voor Europeesche spoorbanen verkregen, waarbij die inknijping eveneens is verwaarloosd.

Het niet in aanmerking nemen van deze samendrukking heeft echter tegen, dat het voordeel van het vergrooten van het steunvlak van den railvoet door b.v. toepassing van onderlegplaten geheel aan de berekening ontsnapt, terwijl voor het spoor op bruggen, waar de veerkracht van de steunpunten bijna geheel uit het samendrukken der brugliggers bestaat, een berekening zonder die samendrukking in aanmerking te nemen eenvoudig geen waarde heeft.

Berekeningen, uitgevoerd, zoowel voor eene kracht D, als voor een D^1, kunnen ten slotte dienen om zich een oordeel te vormen nopens het voordeel om door doelmatige bevestigingsmiddelen de zakking van den last, die het gevolg is van de samenknijping van den houten dwarsligger, gedeeltelijk of geheel te voorkomen.

Met het oog op een en ander zijn de berekeningen voor beide gevallen doorgevoerd.

Indien de kracht in K.G., die bij eene oplegging op twee steunpunten op afstand 2 a (a is de normale dwarsligger-afstand) in het midden tusschen de steunpunten aangrijpende, de rail 1 c.M. zou doen doorbuigen, gelijk wordt gesteld aan B, dan is deze kracht te berekenen volgens de formule:

$$B = \frac{6\ E\ \mathfrak{J}}{a^3}, \text{ waarin thans}$$

E = de elasticiteitsmodulus in K.G./c.M². van het materiaal van de rail en

$\mathfrak{J}$ = het traagheidsmoment van de doorsnede van de rail ten opzichte van een horizontale as door het zwaartepunt.

De verhouding $\gamma = \frac{B}{D}$, die in de formules van ZIMMERMANN een groote rol speelt, krijgt voor het geval, dat de inknijping van den houten dwarsligger mede in aanmerking genomen wordt, eene andere waarde, dan wanneer dit niet wordt gedaan.

Voor de berekening van de ongunstigste spanningen, die in de rail kunnen voorkomen, komt belastingstoestand I in aanmerking, die in fig: 9 is geschetst en waarvoor het maximum moment, dat in de rail voorkomt, te berekenen is volgens de formule:

$M = \frac{8\gamma + 7}{4\gamma + 10}\ \frac{G\ a}{4}$, waarin G den raddruk in K.G. voorstelt.

Bij deeling van dit moment door het weerstandsmoment is de optredende buigspanning te berekenen.

Ter berekening van de maximale druk P, die op den dwarsligger kan worden uitgeoefend, komen voor spoorwegen in het algemeen de belastingstoestanden II en III, zooals die in fig: 10 en fig: 11 geschetst zijn, in aanmerking.

Voor belastingstoestand II, die een oneindig aantal lasten G op om den anderen dwarsligger onderstelt en welke berekeningswijze het eerst door L. HOFFMANN is aangegeven, is de maximum reactie van den dwarsligger te berekenen volgens de formule

$$P = \frac{4\gamma + 1}{8\gamma + 1}\ G.$$

Voor belastingstoestand III, gewoonlijk die van Schwedler genoemd, luidt de formule voor hetzelfde doel dienend:

$$P = \frac{\gamma + 2}{3\gamma + 2}\ G.$$

Belastingstoestand II geeft de grootste belasting als $\gamma > 1{,}5$; belastingstoestand III indien $\gamma < 1{,}5$.

Speciaal bij spoorwegen met geringere wijdte, waarbij de radstanden van de locomotieven doorgaans zooveel kleiner zijn dan die bij de banen met 1,435 M wijdte, komt bij eene berekening ook de belastingstoestand IV in aanmerking, die door BERNARDI PUIG is uitgewerkt en waarbij (zie fig: 12) de maximale reactie van den dwarsligger te berekenen is op

$$P = \frac{12\ \gamma^2 + 107\ \gamma + 19}{4\ (5\ \gamma^2 + 34\ \gamma + 7)}\ G$$

Voor den belastingstoestand I is de zakking van den last te berekenen volgens de formule:

$$y = \frac{16\ \gamma^2 + 112\ \gamma + 11}{32\ \gamma\ (2\ \gamma + 5)}\ \frac{G}{D}$$

Voor de belastingstoestanden II, III en IV is de zakking van den last te berekenen volgens de formule:

$y = \frac{P}{D}$, waarbij dus die belastingstoestand de maxi-

mum waarde geeft, die de grootste reactie P op den dwarsligger verschaft.

Alvorens deze berekeningswijze voor rail, dwarsligger en ballast op de Staatsspoorwegen op Java toe te passen, is thans reeds vooruit te zeggen, dat de optredende spanning in de rail beinvloed zal worden door den afstand van de steunpunten van deze. Waar echter de deugdelijkheid van een spoor niet alleen van de optredende spanningen in de rail afhankelijk is, doch veel meer van de vormveranderingen, die het spoor onder de belasting ondergaat, zoo is het duidelijk, dat hierbij vooral vier factoren in aanmerking komen en wel in de eerste plaats, of de fundeering van het geheel gemakkelijk van vorm verandert d. w. z. of de ballast een hooge coëfficiënt bezit; in de tweede plaats of het oppervlak, waarmede de dwarsliggers op den ballast komen te steunen groot is; in de derde plaats in hoever elke dwarsligger in staat is, den last, dien hij te dragen heeft, als een min of meer gelijkmatigen druk op den ballast over te brengen en ten slotte in hoever de rail in staat is een plaatselijk op haar uitgeoefenden druk over meerdere dwarsliggers te verdeelen.

Wat het tweede punt betreft, zoo kan thans reeds een kleine vergelijking tusschen de Staatsspoorwegen op Java en de Europeesche sporen geschieden.

De 7 assige Mallet-Rimrott-locomotief van de Staatsspoorwegen op Java met een totaal gewicht van 58,3 ton heeft een totale lengte van 12,68 M. en weegt alzoo ± 4,6 ton/M¹.

Een van de zwaarste locomotieven bij de Pruisische Staatsspoor in gebruik, de $^5/_5$ gekoppelde Heitzdampf-Güterzug-Tenderlocomotive (zie Garbe, Dampflocomotiven) heeft een gewicht van 73,5 ton en een totale lengte van 12,50 M., weegt alzoo per M¹. 5,88 ton.

Neemt men de verhouding van het gewicht per strekkende Meter tot de spoorwijdte, zoo wordt voor onze spoorwegen verkregen $\frac{4,6}{1,067} = 4,31$.

Voor de Pruisische Staatsspoor wordt dan verkregen $\frac{5,88}{1,435} = 4,10$.

Dit cijfer is alzoo voor onze spoorwegen ongunstiger.

Rekenende, dat de normale dwarsliggerafstand bij de Pruisische Spoorwegen 0,85 M. bedraagt en de dwarsligger een drukvlak tegen den ballast bezit van 270 × 26 = 7020 c.M², zoo heeft dus die baan per M¹. een steunvlak op den ballast van $\frac{1}{0,85} \times 7020 = \pm 8260$ c.M².

Voor de Staatsspoorwegen op Java is dit vlak per M¹. spoor groot $\frac{1}{0,81} \times 220 \times 22 = \pm 5980$ c.M².

De gemiddelde druk op den ballast wordt alzoo voor de Pruisische Staatsspoorwegen berekend op 0,712 K.G./c.M². en voor de Staatsspoorwegen op Java op 0,770 K.G./c.M².

Deze globale cijfers, die alleen ter vergelijking waarde bezitten, doen zien, dat onze spoorbaan met wijdte 1,067 M. er in het algemeen, wat den ballastdruk betreft, niet gunstiger aan toe is, dan de spoorbaan met wijdte 1,435 M.

Teneinde juistere cijfers ter vergelijking te verkrijgen wordt hieronder

de theorie van Zimmermann toegepast op rail, dwarsligger en ballast van den bovenbouw voor hoofdlijnen der S.S. Model 1900.

De kracht B, die een maat voor de sterkte van de rail is, is te berekenen op

$$B = \frac{6 \times 2200 \times 538}{81^3} = 13,36 \text{ ton.}$$

Ter bepaling van de waarde van de krachten D, die in de lastpunten aangrijpende zelve zakkingen van 1 c.M. zouden ondergaan, dient eerst een onderstelling te worden gemaakt ten opzichte van de waarde, die de ballastcoëfficiënt C moet bezitten. Ter vergelijking met de Europeesche spoorwegen verdient het aanbeveling om de berekeningen door te voeren, zoowel voor een ballastcoëfficiënt 3 als voor 8. In verband hiermede zullen de berekende grootheden van een index 3 of 8 worden voorzien. Deze kracht D kan verder voor ieder der ballast coëfficiënten berekend worden met inachtname van de samendrukking van den dwarsligger, welke kracht D_s zal worden genoemd, en zonder deze inknijping in rekening te brengen, waarbij de index z aan de D zal worden toegevoegd.

Bij het berekenen der krachten D_s zal verder worden ondersteld, dat op elken dwarsligger onderlegplaten zijn aangebracht en dat wel ten eerste, omdat de toestand met onderlegplaten om den anderen dwarsligger niet wel te berekenen is en bovendien die toestand, zooals verder nog betoogd zal worden, ook niet wenschelijk is.

Het zou verder al te gunstig zijn voor werkzaam oppervlak van de onderlegplaat het geheele grondvlak aan te nemen. Op achter te bespreken gronden is hiervoor een werkzame breedte aangenomen van 13 c. M., zoodat in verband met de lengte van 16 c. M. het werkzame oppervlak

$$O = 16 \times 13 = 208 \text{ c.M}^2.$$

Volgens de reeds genoemde formules is te berekenen:

$$L_3 = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{C b}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 100000 \times 144}{3}} = 66,2 \text{ c. M.}$$

$$L_8 = \sqrt[4]{\frac{4 \times 100000 \times 144}{8}} = 51,8 \text{ cM.} \left(\frac{I}{b} = \frac{1}{12} h^3\right)$$

De kracht D is in het algemeen te berekenen volgens de formule

$$D = \frac{1}{\left(\frac{[\eta_c]}{CbL} + \frac{1}{100.\ O}\right)\varsigma},$$

waarin O, wanneer de inknijping van den dwarsligger niet in aanmerking wordt genomen, ς wordt.

Ten einde de tabellen van Zimmermann voor het opzoeken van $[\eta_c]$ te kunnen gebruiken, is noodig te berekenen de verhouding

$\varsigma = \frac{r}{L}$, waarin r = de halve afstand hart op hart rails = 56 c.M.,

en de verhouding

$\lambda = \frac{l}{L}$, waarin l = de halve dwarsliggerlengte = 110 c.M.

alzoo

$$\varsigma_3 = \frac{56}{66{,}2} = 0{,}846. \quad \varsigma_8 = \frac{56}{51{,}8} = 1{,}08$$

$$\lambda_3 = \frac{110}{66{,}2} = 1{,}662. \quad \lambda_8 = \frac{110}{51{,}8} = 2{,}12$$

Uit de tabellen van Zimmermann wordt gevonden

$$[\eta_c]_3 = 0{,}6441 \qquad [\eta_c]_8 = 0{,}5498$$

Voor de verdere berekeningen zijn tevens van belang

$$[\eta_0]_3 = 0{,}6258 \qquad [\eta_0]_8 = 0{,}4697$$
$$[\eta\lambda]_3 = 0{,}4590 \qquad [\eta\lambda]_8 = 0{,}2759$$
$$[\mu_0]_3 = -0{,}0998 \qquad [\mu_0]_8 = -0{,}1608$$
$$[\mu_c]_3 = 0{,}3539 \qquad [\mu_c]_8 = 0{,}4135$$

allen grootheden uit de tabellen verkregen.

In verband hiermede is te berekenen:

$$D_{3^s} = 5{,}116 \text{ ton.} \qquad D_{8^s} = 9{,}20 \text{ ton.}$$
$$D_{3^z} = 6{,}784 \text{ ton.} \qquad D_{8^z} = 16{,}58 \text{ ton.}$$

In het algemeen is $\gamma = \frac{B}{D}$, waarin B = 13,36 ton, alzoo

$$\gamma_{3^s} = 2{,}611 \qquad \gamma_{8^s} = 1{,}452$$
$$\gamma_{3^z} = 1{,}969 \qquad \gamma_{8^z} = 0{,}806$$

In verband met deze gegevens zijn de hieronder-volgende cijfers berekend en in een lijst gerangschikt.

BOVENBOUW HOOFDLIJNEN S. S. **1900** VOOR DE BELASTINGSTOESTANDEN I, II OF III.			Met inachtname inknijping dwarsliggers		Zonder inachtname inknijping dwarsliggers	
			C = 3.	C = 8.	C = 3.	C = 8.
		G in ton	4,5	4,5	4,5	4,5
		B in ton	13,36	13,36	13,36	13,36
		D in ton	5,116	9,20	6,784	16,58
		γ	2,611	1,452	1,969	0,806
	Rail	Max. moment ton c.M.	124,3	107,3	116	92,7
	Rail	Max. buigspanning K.G./c.M².	1276	1102	1191	952
Dwarsligger		Max. druk P in ton	2,35	2,44	2,38	2,86
Dwarsligger	Momenten in ton c.M.	onder het lastpunt	27,5	26,1	27,9	30,6
Dwarsligger	Momenten in ton c.M.	in het midden	— 7,76	— 10,16	— 7,86	— 11,91
Dwarsligger	Max. buigspann. in K.G./c.M². onder het lastpunt		52	49	53	58
Dwarsligger	Druk loodrecht op de vezel $= \frac{P}{O}$ in K.G./c.M².		11,3	11,7	11,4	13,8
Ballast	Druk in K.G./c.M².	onder het lastpunt	1,038	1,176	1,053	1,376
Ballast	Druk in K.G./c.M².	in het midden	1,011	1,008	1,023	1,176
Ballast	Druk in K.G./c.M².	aan het einde	0,741	0,592	0,750	0,696
Ballast	Inzinking in c.M.	onder het lastpunt	0,346	0,147	0,351	0,172
Ballast	Inzinking in c.M.	in het midden	0,337	0,126	0,341	0,147
Ballast	Inzinking in c.M.	aan het einde	0,247	0,074	0,250	0,087
Zakking van den last in cM.		Belastingstoestand I	0,425	0,276	0,346	0,178
Zakking van den last in cM.		Belastingstoestand II of III	0,459	0,265	0,351	0,172

Speciaal voor belastingstoestand IV, die voor de spoorbaan met wijdte 1,067 M. het meest typeerend is, wordt berekend.

BOVENBOUW HOOFDLIJNEN S. S. 1900 VOOR BELASTINGSTOESTAND IV.			Met inachtname inknijping dwarsligger.		Zonder inachtname inknijping dwarsligger.	
			C = 3	C = 8	C = 3	C = 8
		G in ton	4,5	4,5	4,5	4,5
		B in ton	13,36	13,36	13,36	13,36
		D in ton	5,116	9,20	6,784	16,58
		γ	2,611	1,452	1,969	0,806
		P in ton	3,29	3,36	3,33	3,38
Dwarsligger	Momenten in ton c.M.	onder het lastpunt	38,5	36	39	36,2
		in het midden	—10,87	—13,99	—11,	—14,08
	Max. buigsp. in K.G./c.M².	onder het lastpunt	73	68	74	68,6
	Druk loodrecht op de vezel in K.G./c.M².		15,8	16,2	16.	16,25
Ballast	Druk in K.G./c.M².	onder het lastpunt	1,455	1,624	1,473	1,632
		in het midden	1,413	1,384	1,431	1,392
		aan het einde	1,038	0,816	1,050	0,816
	Inzinking in c.M.	onder het lastpunt	0,485	0,203	0,491	0,204
		in het midden	0,471	0,173	0,477	0,174
		aan het einde	0,346	0,102	0,350	0,102
Zakking van den last in c.M.			0,643	0,365	0,491	0,204

De theorie van Dr. H. Zimmermann over de lasschen.

Bij de berekening van de optredende krachten en spanningen in de laschplaten van de rails gaat ZIMMERMANN uit van de veronderstelling, dat de wrijningsweerstanden, die tusschen de rail en de laschplaten optreden en de vrije beweging van beide deelen ten opzichte van elkaar zouden willen verhinderen, verwaarloosd mogen worden. Hij doet dit met het oog daarop, dat, zou door middel van de laschplaten een eenigszins beduidend moment van het eene raileinde op het andere moeten worden overgebracht, deze wrijvingen zeer groot zouden moeten zijn en bovendien de praktijk aan de slijtage van laschplaten en railkoppen uitwijst, dat er beweging tusschen rail en laschplaten in de langsrichting van het spoor plaats heeft.

In de berekeningen wordt de lasch dus opgevat, alsof in de aanrakingspunten van de rail met de laschplaten enkel normale krachten werken en wel daar, waar dit op de teekening in fig: 13 is aangegeven, hetgeen overeenkomt met wat in de praktijk de plaatsen blijken te zijn, waar zoowel rail als laschplaat het meeste slijten.

Indien aangenomen wordt, dat tusschen rail en laschplaat een gemiddelde speelruimte bestaat, die bij nieuwe rails en laschplaten nog niet aanwezig is, maar vooral bij het gebruik van laschplaten van beduidend zachter materiaal dan de rail in het nieuwe spoor spoedig ontstaat, dan is volgens ZIMMERMANN de maximum vertikaalkracht in twee laschplaten te berekenen volgens de formule

$$R = \frac{\frac{(1+2\alpha_1)\,\gamma + (2+3\alpha_1)\alpha_1 - \alpha_0^2}{4\alpha_0} G - \frac{e}{2\alpha_0} B}{1+\gamma+3\alpha_1-\alpha_0\left(2-\frac{\mathfrak{J}}{i}\right)},$$

terwijl dan het buigingsmoment in het midden van de laschplaat:

$$M = R \times a_0,$$

in welke formules

$\alpha_0 = \frac{a_0}{a}$ = de verhouding van de halve lengte van de laschplaat tot den normalen dwarsliggerafstand,

$\alpha_1 = \frac{a_1}{a}$ = de verhouding van den halven dwarsliggerafstand bij de lasch tot den normale,

$\mathfrak{J}$ = het traagheidsmoment van de rail,

i = het gezamenlijk traagheidsmoment van twee laschplaten,

e = de gemiddelde speelruimte in de lasch.

G = de raddruk.

γ en B zijn de grootheden, zooals die vroeger reeds gedefinieerd zijn.

De formules zullen verder alleen worden toegepast op nieuwe laschplaten, zooals dit algemeen gebruikelijk is, in verband waarmede e = o gesteld wordt.

Toepassing van Zimmermann's theorie van de lasschen op den bovenbouw der S.S. Model 1900.

In hoeverre deze theorie van ZIMMERMANN toepasselijk is op de bij de S. S. in gebruik zijnde vleugellaschplaten is een vraag, die nog moet worden beantwoord.

Bij de vleugellaschplaat is tot ondersteuning van de voeten van de beide rails een zoogenaamd T- stuk toegepast met het doel een klemming van de laschplaten om den voet van de rail te verkrijgen, welke klemming in staat zoude zijn een moment van het eene raileind op het andere over te brengen.

De toestand bij belasting zal zich voordoen als geschetst is in fig: 14.
Hoewel oogenschijnlijk thans acht aanrakingspunten bij een beschouwing in aanmerking zouden moeten worden genomen, zoo zal toch in werkelijkheid de toestand niet veel kunnen verschillen van de door ZIMMERMANN vooropgestelde, wegens de betrekkelijk gemakkelijke buigbaarheid van den zoogenaamden vleugel in vertikalen zin.

Beziet men de doorsnede-teekening fig: 15 nauwkeurig, dan bemerkt men, dat over het oppervlak tusschen de punten A en B geen aanraking tusschen vleugellaschplaat en rail plaats heeft. Indien er dus in B een vertikaal naar beneden gerichte kracht op de vleugellaschplaat werkt, zal deze eerst een degelijken weerstand ondervinden, wanneer de speelruimte tusschen A en C verdwenen is. Vóórdien heeft echter het aanrakingsvlak bij D, dat zeer zeker veel minder meegeeft dan dat bij B, reeds den geheelen druk voor zijn rekening genomen.

Bovendien moet bij deze beschouwing nog in aanmerking worden genomen, dat door de draaiing van den railkop aan het einde de vertikale afstand tusschen D en E, zie fig: 16, vermindert, waarmede een ontlasting van het vlak bij B gepaard gaat.

Dat ook bij deze constructie de laschplaat niet slaagt een degelijk moment van het eene raileinde naar het andere over te brengen, mag ook nog worden afgeleid uit de omstandigheid, dat in een nieuw spoor reeds spoedig een gepolijst vlakje ter plaatse, waar de railvoet op het T- stuk rust, ontstaat, zoodat daar een geregelde verschuiving bij treinovergang schijnt plaats te grijpen.

Ook is bij het aanbrengen van nieuwe vleugellaschplaten ter vervanging van gewone laschplaten, dus bij eenigszins afgesleten rails, gebleken, dat daarna het schokken bij treinovergang niet noemenswaard verminderde.

Waar bij deze, reeds bereden, rails niet kan worden ondersteld, dat de voet was afgesleten, kon alzoo de ondersteuning van de voeten van de rails op het T-stuk volkomen tot haar recht komen. De onderkanten van de railkoppen waren eenigszins afgesleten, zoodat deze ondersteuning van de rails niet dadelijk in functie trad. Het resultaat van de ondersteuning van de railvoeten was alzoo niet belangrijk, zoodat het gerechtvaardigd blijkt de daarbij optredende krachten 5, 6, 7 en 8 tegenover die welke bij de ondersteuning van de railkoppen optreden n.l. 1, 2, 3 en 4 te verwaarloozen (zie hierbij fig: 14.)

Aangezien de vleugellaschplaten discontinue zijn, moet in de formules, die zich op de vormverandering van het geheel baseeren, de laschplaat met een zoodanig traagheidsmoment I_0 ingevoerd worden, dat bij belasting met een kracht P in het midden, in de onderstelling van oplegging aan de beide einden, de discontinue laschplaat een zelfde doorbuiging in het midden ondergaat als een continue laschplaat met traagheidsmoment I_0 en onder dezelfde belastingsvoorwaarden.

Aangezien de helft van de lengte van den vleugel te stellen is op 152 m.M. en de helft van de lengte van de geheele laschplaat op 235 m.M., zoo is het traagheidsmoment I_0 te berekenen uit de formule

$$P.\frac{15,2^3}{3\,E\,I}+P.\,8,3\,\frac{15,2^2}{E\,I}+P.\,8,3\,\frac{15,2}{E\,I}\,8,3+P.\frac{8,3^3}{3E\,I_1}=P.\frac{23,5^3}{3E\,I_0},$$

waarin I = het traagheidsmoment van de laschplaat met vleugel = 319,3 c. M.^{4}
en I_1 = het traagheidsmoment van de laschplaat zonder vleugel = 42 c. M.^{4}

De vergelijking opgelost geeft

I_0 = 247,4 c. M^4 = 77,5 $^0/_0$ van I.

Bij de

toepassing van de theorie van Zimmermann op de laschconstructie van den bovenbouw voor Hoofdlijnen der S.S. Model 1900.

wordt

$$\alpha_0 = \frac{23,5}{81} = 0,290$$

$$\alpha_1 = \frac{26,5}{81} = 0,327$$

$$\mathfrak{J} = 538,3 \text{ c. M}^4$$

$$i = 2 \times 247,4 = 494,8 \text{ c.M}^4$$

$$G = 4500 \text{ K. G.},$$

terwijl γ voor de verschillende ballastcoëfficiënten en het al of niet in rekening brengen van het inknijpen van de dwarsliggers de reeds berekende waarden kan hebben.

In de algemeene formule ter berekening van de maximum schuifkracht, e gelijk o stellende, wordt verkregen:

$$R = \frac{(1 + 2\alpha_1)\,\gamma + (2 + 3\alpha_1)\,\alpha_1 - \alpha_0^2}{4\alpha_0} \Big/ \left(1 + \gamma + 3\alpha_1 - \alpha_0\left(2 - \frac{\mathfrak{J}}{i}\right)\right) G$$

In verband met de bovenstaande waarden voor de in deze vergelijking voorkomende grootheden, is de formule te vereenvoudigen tot

$$R = \frac{1{,}654\ \gamma + 0{,}8907}{1{,}16\ (\gamma + 1{,}7165)}\ G$$

Zijn met behulp van de bovenstaande formule de maximum waarden, die R bij de verschillende waarden van γ kan krijgen, berekend, zoo is het moment in het midden van de laschplaat te verkrijgen door vermenigvuldiging met de halve totale lengte van de laschplaten n. l. 23,5 c. M, terwijl bij deeling door het wederstandsmoment, dat twee laschplaten bij doorsnijding over den vleugel bezitten, de optredende buigspanning bepaald wordt.

Ter plaatse, waar de verzwaring van den vleugel aanvangt, is echter het wederstandsmoment van de laschplaten beduidend geringer; aldaar wordt het optredend moment berekend door vermenigvuldiging van de maximum kracht R met den hefboomsarm 8,3 c. M, terwijl de buigspanning bij deeling door het gezamenlijk wederstandsmoment voor twee laschplaten zonder de vleugels wordt verkregen.

De resultaten der berekening zijn hieronder in een lijst gerangschikt.

BOVENBOUW HOOFDLIJNEN S. S. 1900. VOOR DE LASCHCONSTRUCTIE.		Met in achtname inknijping dwarsliggers.		Zonder in achtname inknijping dwarsliggers.		
		C = 3	C = 8	C = 3	C = 8	
γ		2,611	1,452	1,969	0,806	
R_{max}		4,67	4,03	4,37	3,42	ton
Momenten	in het midden	109,7	94,7	102,7	80,4	ton c.M.
	bij de verzwaring	38,8	33,4	36,3	28,4	ton c.M.
Buigspanning	in het midden	1306	1127	1223	957	KG/c.M.²
	bij de verzwaring	1724	1484	1613	1262	KG/c.M.²

HOOFDSTUK III.

Dynamische werkingen.

Waar tot nog toe enkel een rustende belasting is beschouwd, een geval, dat zich in werkelijkheid allerminst voordoet, zoo kunnen de gevonden grootheden geenszins worden aangemerkt als maxima.

Tevens moet het onmogelijk worden geacht het spoor zoodanig te onderhouden, dat op een gelijkmatige onderstopping van alle dwarsliggers kan worden gerekend. Hoewel theoretisch valt te becijferen, dat de zakkingen van den last in de belastingstoestanden I en III, welke door eenzelfde as kunnen worden voortgebracht, slechts zeer weinig kunnen verschillen, zoodat het rad zelf over de rail loopend nagenoeg geen rijzing of daling zou ondergaan, zoo zal in de praktijk die toestand juist om de hierboven genoemde reden niet worden bereikt.

Waar het voertuig reeds hierdoor eenige schommeling ondergaat, daar is het de werking der veeren, die deze schommelingen onder bepaalde omstandigheden kunnen versterken en daardoor de radbelasting boven de normale doen stijgen. Komen dus in een recht baangedeelte reeds belastingen van het rad boven het veronderstelde maximum voor, in nog sterkere mate zal dit geschieden daar, waar het voertuig van richting moet veranderen, alzoo in de bogen.

Uit de proeven, die WÖHLER nam bij banen met wijdte 1,435 M. heeft hij aanleiding gevonden de schommelingen in de radbelasting bij een goed onderhouden spoor te schatten op $\frac{6}{8}$ van de normale, in dien zin, dat het rad $\frac{3}{8}$ overbelast, dan wel $\frac{3}{8}$ ontlast kan worden. In verband daarmede viel te berekenen, dat de zijdelingsche kracht, welke bij het optreden van een zoodanige overbelasting van een rad, door de rail op den wielband moet worden uitgeoefend, varieerde van 0,23 tot 0,41 van den vertikalen druk. Aangezien echter deze maximum cijfers betrekking moeten hebben op deelen van het spoor, waarbij deze zijdelingsche kracht en overbelasting bijzonder groot zijn, (wissels en puntstukken), en die feitelijk bij deze beschouwingen niet in aanmerking komen, zoo kan men voor banen met spoorwijdte 1,435 M. veilig vooropstellen, dat de verhouding van 0,41 voor het normale gebogen spoor te groot is.

De proeven van Bräuning, die het kantelen van de rail waarnam bij een gedeeltelijke ondersteuning van den railvoet en alzoo den loop van de resultante van de vertikale en de horizontale krachten op de rail werkend kon nagaan, hebben dan ook uitgewezen, dat in het rechte spoor en het gebogen spoor, waarin een goede verhooging voorkomt, de reactie, die een dwarsligger in horizontalen zin geeft, niet grooter wordt dan

$\frac{1}{5}$ van de verticale reactie.

Bij de proeven bleek, dat de verhouding van de zijdelingsche kracht tot de normale voor de binnenrail van den boog grooter was, dan dit bij de buitenrail het geval was, hetgeen (voor de buitenrail bleek het maximum $\frac{1}{8}$ voor de binnenrail iets meer dan $\frac{1}{6}$) overeenkomt met hetgeen het meergenoemde rapport over den bovenbouw der berglijnen van den den toenmaligen Adjunct-Chef der 2e afdeeling Ligtvoet meldt, n.l. dat bij zijne opname van den stand van de rails in het gebogen spoor de binnenrails in sterker mate naar buiten gedrukt bleken te wezen, dan de buitenrails, wat echter ook daaraan kon hebben gelegen, dat onder de buitenrail eenige onderlegplaten voorkwamen, zij het dan ook niet voldoende sterke.

Uit de omstandigheid, dat de horizontale componente van den totalen druk op den dwarsligger bij banen met 1,435 M. wijdte niet grooter kan zijn dan $\frac{1}{5}$ van de verticale, volgt reeds, dat de rail onder de werking van de totale kracht geen neiging tot kantelen heeft, al werken de bevestigingsmiddelen ook niet, hetgeen trouwens uit de praktijk ook reeds gebleken was, uit het niet omkantelen van rails, waarvan aan de binnenzijde de haaknagels alle los waren.

We vinden op die neiging tot kantelen in het laatst uitgekomen over den bovenbouw van den weg handelend deel van het „Handbuch der Ingenieurswissenschaften" de ondervolgende theorie toegepast.

Loopt een voertuig vanaf het rechte spoor over in een bocht, dan zal allereerst de neiging bestaan om recht door te loopen, waardoor het buitenrad van de voorste as van het voertuig zich tegen de buitenrail naar boven werkt en waarbij die rail aan den binnenkant van den kop wordt aangeloopen, daar, waar deze met een straal van 10 m.M. is afgerond; naarmate het buitenvoorrad zich verder naar boven werkt, verplaatst het aanrakingspunt van den radkrans met den railkop zich meer naar binnen. Eerst dan, wanneer een componente van den druk van het buitenvoorrad in staat is de wrijving te overwinnen en het rad dus steeds langs den railkop naar beneden glijdende de voorste as en daarbij het voertuig op zijde schuift, wordt een richtingsverandering verkregen (De toestand ontstaat, zooals die in fig. 17 voor een bepaald aanrakingspunt tusschen railkop en wielband is geconstrueerd).

In verband daarmede zal dus bij een aanloopen van den railkop ter plaatse, waar deze met een straal van 10 m.M. is afgerond, de totale reactie van de rail een hoek α, den wrijvingshoek, waarvan de tangens op $\frac{1}{5}$ wordt gesteld, moeten maken met de normaal op de raaklijn in het aanrakingspunt. Zooals uit fig: 17, waarin de krachten in de punten A en B aangrijpende zijn geteekend, blijkt, heeft het oploopen van den radkrans tegen den zijkant van den railkop, hetgeen gepaard gaat met een verlaging van het aanrakingspunt van radkrans en railkop, een tweeledig gevolg n.l.

1e dat van het voertuig het buitenvoorrad eenigszins gelicht wordt, zoodat de componente van het gedeeltelijk gewicht van het voertuig, die als gedeeltelijke middelpunttrekkende kracht optreedt, grooter wordt, hetgeen slechts een zeer geringen invloed kan hebben en verder buiten beschouwing wordt gelaten,

2e dat de horizontale componente van de totale reactie van de rail grooter wordt;

beide sturen dus aan op hetzelfde doel n.l. om de centripetale kracht voor het voertuig te leveren.

Houdt men verder in het oog, dat het optreden van een grootere horizontale kracht noodzakelijk samen moet gaan met een grootere overbelasting van het rad, waardoor alzoo de verticale componente en dus ook de totale reactie en de horizontale componente grooter moeten worden, zoo blijkt, dat er alzoo drie werkingen zijn, waarvan er een te verwaarloozen is, die elkander versterken, zoodat reeds een geringe verplaatsing van het aanrakingspunt van het buitenvoorraad van het voertuig een belangrijken invloed kan hebben.

Uit het verloop van de reacties, die de railkop geeft en het doorgangspunt van deze reactie door het grondvlak, is reeds op te maken, dat de rail geen neiging tot kantelen heeft.

De proeven werden door Bräuning verricht in een baan met de spoorwijdte 1,435 M. en in een boog met 750 M. straal en 7 c.M. verhooging. Hoewel nu in het algemeen voor een baan met wijdte van 1,067 M. en met bogen van 150 M. straal bij verschillende snelheden grootere verscheidenheid in het optreden van zijdelingsche krachten zal heerschen en die een grooter deel van de verticale belasting zullen kunnen bedragen, zoo schijnt toch de theorie van het aangrijpingspunt en de richting van den totalen druk bij aanloopen van den binnenkant van den railkop juist.

Dat echter de geheele theorie voor de banen met 1,435 M. wijdte niet in allen deele geldig is, moge uit het volgende blijken.

Waar uit de proeven van Bräuning bleek, dat de totale reactie van een dwarsligger bij de buitenrail met de normale een hoek kan maken, waarvan de tangens hoogstens gelijk $\frac{1}{8}$ en dus deze reactie zal moeten loopen als in fig: 18 is voorgesteld, daar is het moment, dat op het steunvlak van den railvoet werkt van een zoodanig teeken, dat dit steunvlak onder den binnenrailvoet het sterkst wordt aangegrepen. Aangezien de baan, waarop Bräuning zijn proeven deed, van ijzeren dwarsliggers was voorzien, kon hiervan moeilijk iets blijken. Uit het rapport van Ligtvoet over de berglijnen

der Staatsspoorwegen bleek echter, dat de langsvezels onder den buitenkant van den buitenrailvoet werden doodgedrukt, waardoor de stand van de rail veranderde.

Verder bleek bij zijn proeven, dat tijdens het berijden van het spoor der S.S. op Java een verschuiving van den railvoet over den dwarsligger naar buiten toe zoowel bij binnen—als bij buitenrail plaats had, wat ook daarmede overeenstemt, dat de haaknagels aan buitenkant buitenrail geplaatst naar buiten dringende het hout aan den omtrek van het gat vernielden. Waar een verschuiving van den railvoet plaats heeft, moet de tangens, die de totale reactie van den dwarsligger maakt met de normale, grooter zijn dan de wrijvingscoëfficiënt van staal op djatiehout, welke door mij naar aanleiding van genomen ruwe proeven gesteld wordt op 0,6 voor rustende belasting en 0,45 voor trillende belasting.

Komt dit al niet overeen met de uitkomsten van de proeven van Bräuning, zoo blijkt in overeenstemming met door hem verkregen resultaten, uit het feit, dat rails bij treinovergang, zelfs al zijn alle verbindingen aan de binnenzijde los, niet omkantelen, dat de totale reactie van den dwarsligger niet een zoodanig verloop heeft, dat deze in eenigszins belangrijke mate buiten den railvoet valt.

Verder bleek, dat bij het doorloopen van een boog de railkop van de binnenrail in sterkere mate naar buiten gedrukt werd, dan die van de buitenrail en ook dat bij een opname van het spoor de binnenrails in belangrijker mate van den oorspronkelijken stand afweken tengevolge van het dooddrukken van de langsvezels van den houten dwarsligger onder den buitenkant railvoet, dan dit met de buitenrails het geval was, terwijl toch de binnenrail alleen aan de bovenzijde slijtage vertoonde en de buitenrail aan de binnenzijde van den railkop. In fig. 19 zijn eenige railkoppen geteekend, zooals die door Ligtvoet in de baan werden aangetroffen.

Uit den vorm van deze afgesleten railkoppen blijkt, dat de theorie over het verplaatsen van het aangrijpingspunt, naarmate de zijdelingsche kracht grooter is, niet geheel opgaat. De radkrans van het wiel loopt reeds tegen den binnenkant van den railkop aan, vóórdat de toestand intreedt, welke in fig. 17 nader is toegelicht. Dit moet daaraan worden toegeschreven, dat de voorste as van een zich door den boog werkend voertuig bij spoorbanen met 1,067 M. wijdte met de normaal op den boog een betrekkelijk grooten hoek kan maken. Er valt dus bij de buitenrail in bogen rekening te houden met twee aanrakingspunten: één van den radkrans aan den kant van den railkop en één van den wielband boven op den railkop.

In verband met de hierboven genoemde gegevens zal het wellicht mogelijk blijken de grootte van de optredende zijdelingsche krachten voor onze spoorbanen binnen beperkende grenzen te bepalen.

Het zal den lezer reeds opgevallen zijn, dat hierboven steeds sprake is geweest van de reactie van den dwarsligger, terwijl toch het doel is de maximum kracht, die het voertuig op de rail kan uitoefenen, te bepalen. In werkelijkheid zijn dit geheel verschillende grootheden. Zagen wij al, dat de verticale belasting bij plaatsing boven een dwarsligger zich verdeelde, naar aangenomen is volgens belastingstoestand III fig. 11, over drie dwarsliggers, zoodat de dwarsligger onmiddelijk onder den last geplaatst, toch belangrijk minder te dragen kreeg dan den totalen last, ook in horizontalen zin moet iets dergelijks plaats hebben. Een zijdelingsche kracht boven een dwarsligger aangrijpende zal ook, naar we kunnen aannemen, drie dwarsliggers in functie doen treden. Ook thans zal de horizontale reactie, die de dwarsligger, onmiddelijk onder den last geplaatst, levert,slechts een deel bedragen van de horizontale kracht door den trein op de rail uitgeoefend en evenals de vertikale te berekenen zijn volgens de formule

$$Q = \frac{\gamma_h + 2}{3\gamma_h + 2} H,$$ waarin

Q = de zijdelingsche reactie van de bevestiging van den railvoet.

H = de zijdelingsche kracht door den trein op de rails uitgeoefend en

γ_h = de verhouding tusschen de krachten B_h en D_h alzoo $\gamma_h = \frac{B_h}{D_h}$, waarin:

$B_h = \frac{6 E \Im_h}{a^3}$, waarin wederom

$\Im_h$ = het traagheidsmoment van de rail ten opzichte van een vertikale as, terwijl

D_h = de kracht, die, in de onderstelling, dat de verplaatsing zich geheel volgens de wetten gedraagt, die alleen beneden de elasticiteitsgrens gelden, aan den railvoet horizontaal aangrijpende deze 1 c. M in zijdelingsche richting zou verplaatsen.

Bij deze beschouwing moet echter worden ondersteld, dat alle krachten aangrijpen in het vlak, waarin de bevestiging van de rail gelegen is, dus aan den *onderkant* railvoet.

Er bestaat gegronde reden om aan te nemen, dat de waarde van γ_h beduidend kleiner is dan die van γ.

Waar alzoo, zooals in fig: 20 is voorgesteld, op het midden van den railvoet boven dwarsligger A door den trein een totale kracht R zou worden uitgeoefend, is deze kracht te ontbinden in eene loodrechte G, in de richting van de staande as van de rail, en een zijdelingsche H, loodrecht op de staande as van de rail.

Beide krachten hebben haar eigen wijze van zich te verdeelen over de drie dwarsliggers. Uit de grafiek, de waarden van $\frac{\gamma + 2}{3\gamma + 2}$ voorstellende voor verschillende waarden van γ, zie fig: 21, is te zien, dat deze waarde grooter is, naarmate γ kleiner is; waar alzoo $\gamma_h < \gamma$ is de verhouding van $\frac{Q}{H} > \frac{P_1}{G}$, waaruit zou volgen, dat de hoek, die S, de resultante van P_1 en Q, met de normaal op het steunvlak maakt, grooter is dan die van R.

Indien de tangens van den hoek, die S met de normaal op het steunvlak maakt, hier α genoemd, grooter wordt dan de wrijvingscoëfficiënt tusschen staal en djatihout, n.l. 0,50, glijdt de railvoet naar buiten uit over zijn steunvlak.

Waar de kracht R niet door het midden van den railvoet gaat, maar op het grondvlak van den railvoet bij dwarsligger A een moment uitoefent, stel M, daar zal ook dit moment zich over de drie dwarsliggers verdeelen en zal het moment, dat voor rekening van dwarsligger A komt, te berekenen zijn volgens de formule:

$$\mathfrak{M} = \frac{\gamma_w + 2}{3\gamma_w + 2} M,$$

waarin $\gamma_w = \frac{B_w}{D_w}$, in welke verhouding wederom

D_w = het moment, dat aan het steunvlak van den railvoet aangrijpende dit de eenheid van hoekverandering zou doen ondergaan,

B_w = het moment, dat in het midden van de rail aangrijpende en in de onderstelling van een vrije lengte 2 a en inklemming aan beide einden, de rail de eenheid van hoekverandering zou geven, en dus

te berekenen is volgens de formule

$$B_w = \frac{2\,\mathfrak{J} \times \mathfrak{J}_h \times G}{\varsigma\,(\mathfrak{J} \times \mathfrak{J}_h)\,a}, \text{ waarin}$$

ς = een coëfficient, die van den vorm der doorsnede afhangt en voor een rail gesteld kan worden op 1,5

$\mathfrak{J}$ en $\mathfrak{J}_h$ de traagheidsmomenten der doorsnede van de rail ten opzichte van een horizontale en vertikale as door het zwaartepunt voorstellen,

G = de glijdingsmodulus = 0,385 × E = rond 850 ton/c.M². en

a = de dwarsliggerafstand.

Het bewijs, dat deze formule ter berekening van $\mathfrak{M}$ juist is, moge hieronder nog nader worden gegeven.

Indien, zooals in fig: 22 is voorgesteld, op de rail boven den dwarsligger A een moment M aangrijpt, zoo wordt gesteld, dat deze dwarsligger een reactie $\mathfrak{M}$ geeft en het steunvlak van den railvoet hierbij een hoekverandering ondergaat van α, terwijl de beide andere dwarsliggers, die bij dezen belastingstoestand nog in aanmerking komen, momentreactie's geven $\mathfrak{M}_1$ en het steunvlak van de rail hierbij een hoekverandering α_1 ondergaat. De grootheden B_w en D_w invoerende is alzoo

$$\mathfrak{M} = D_w \alpha$$

$$\mathfrak{M}_1 = D_w \alpha_1. \text{ Voor het evenwicht is noodig}$$

$$M = \mathfrak{M} + 2\,\mathfrak{M}_1, \text{ alzoo}$$

1) $$M = D_w (\alpha + 2\,\alpha_1) \text{ of } \alpha + 2\,\alpha_1 = \frac{M}{D_w}$$

Onderstellende, dat de rail boven dwarsligger A is ingeklemd en aan het uiteinde aangegrepen wordt door een moment $\mathfrak{M}_1$, zoo valt in verband met de hoekverandering $(\alpha - \alpha_1)$, die de rail boven dwarsligger A_1 ondergaat, neer te schrijven

2) $$\alpha - \alpha_1 = 2\,\frac{\mathfrak{M}_1}{B_w} = 2\,\frac{D_w\,\alpha_1}{B_w}$$

Uit 1) en 2) volgt:

$$3\,\alpha_1 = \frac{M}{D_w} - \frac{2\,D_w\,\alpha_1}{B_w} \text{ of}$$

$$\alpha_1 = \frac{M}{D_w} : \left(3 + \frac{2\,D_w}{B_w}\right) = \frac{M}{D_w} \times \frac{B_w}{3\,B_w + 2\,D_w},$$

zoodat

$$\alpha = \frac{M}{D_w} - 2\,\alpha_1 = \frac{M}{D_w}\left(1 - \frac{2\,B_w}{3\,B_w + 2\,D_w}\right)$$

en

$$\mathfrak{M} = D_w\,\alpha = M\,\frac{B_w + 2\,D_w}{3\,B_w + 2\,D_w} = M\,\frac{\frac{B_w}{D_w} + 2}{3\,\frac{B_w}{D_w} + 2}, \text{ dus}$$

$$\mathfrak{M} = M\,\frac{\gamma_w + 2}{3\gamma_w + 2}$$

Hoewel deze formule homogeen is met de beide formules, die de maximum vertikale en horizontale reactie van den dwarsligger betroffen, zoo wijzigt zich de maximum moment-reactie op andere manier dan de maximale krachtenreactie's, omdat γ en γ_h beide omgekeerd evenredig zijn met de 3e macht van den dwarsliggerafstand en γ_w dit met de 1e macht van den dwarsliggerafstand is.

Waar in deze studie eenmaal is aangenomen, dat

de langsvezel van den dwarsligger onder een druk 10 KG/cM² 1 m.M inzakt en een moment, dat op het grondvlak werkt een vermeerdering van druk aan den buitenkant van het steunvlak van de rail en een vermindering van druk aan den binnenkant zal bewerken, zoo is de kracht D_w genoemd wel te benaderen. Vooruit is reeds te zien, dat het toepassen van onderlegplaten op de dwarsliggers op de grootte van dit moment D_w een grooten invloed zal hebben.

Allereerst rekenend voor het geval, dat geen onderlegplaten zijn toegepast en de rail dus onmiddellijk op den dwarsligger rust, is het steunvlak der rail lang 22 cM. en breed 9 cM., zoodat het wederstandsmoment ten opzichte van de lengteas van het steunvlak bedraagt

$$\frac{1}{6} \times 22 \times 9^2 = 297 \text{ cM}^3$$

Werkt er een moment van 1 ton cM. op dit steunvlak, dan wordt de vermeerdering van drukspanning aan de uiterste strook van het steunvlak

$\frac{1000}{297} = 3{,}37$ KG/cM², tengevolge waarvan de indrukking van deze vezel zal bedragen

$$\frac{3{,}37}{10} \times 0{,}1 = 0{,}0337 \text{ cM.}$$

De hoekverandering, die het steunvlak ondergaat

$$= \frac{0{,}0337}{4{,}5} = 0{,}0075$$

Het moment D_w, dat de eenheid van hoekverandering zou veroorzaken, indien deze geheele vormverandering zich zou voordoen volgens de wetten, die beneden de proportionaliteitsgrens geldig zijn, is alzoo te berekenen op

$$D_w = \frac{1}{0{,}0075} = 133{,}3 \text{ ton cM. *)}$$

De waarde van B_w bedraagt in het algemeen

$$B_w = \frac{2\,\mathfrak{J}.\,\mathfrak{J}_h\,G}{\varsigma\,(\mathfrak{J}+\mathfrak{J}_h)\,a} = \frac{2 \times 538 \times 88{,}9 \times 850}{1{,}5\ (538 + 88{,}9) \times a} = \frac{86466}{a} \text{ ton,}$$

wanneer a de dwarsliggerafstand voorstelt.

Voor een dwarsliggerafstand van 78,5 cM., zooals die vroeger in bogen voorkwam, wordt dit moment 1101 ton cM., terwijl dit moment voor den dwarsliggerafstand van 81 cM. 1067 ton cM. bedraagt.

*) Deze rekenwijze is alleen juist, zoolang de totale reactie, die het grondvlak van de rail door den dwarsligger ondervindt, niet buiten het middelste derde deel valt, aangezien dan alleen waar is, dat het geheele grondvlak der rail draagt. Verder zal nog worden gezien, dat de totale reactie van den dwarsligger wel eens buiten het bewuste middelste derde deel valt, maar dat de hierdoor ontstane onnauwkeurigheid niet van groot belang is.

Voor de waarde van B_w voor het spoor, zooals dat in de bogen was gelegd, toen de ingenieur LIGTVOET zijn waarnemingen deed, wordt alzoo aangenomen

$$B_w = 1100 \text{ ton cM.}$$

De waarde van $\gamma_w = \frac{B_w}{D_w}$ wordt dan

$\gamma_w = \frac{1100}{133{,}3} = 8{,}25$, zoodat in het algemeen

$$\mathfrak{M} = \frac{\gamma_w + 2}{3\gamma_w + 2} M = \frac{8{,}25 + 2}{3 \times 8{,}25 + 2} = 0{,}383 \text{ M.}$$

Uit het verloop der grafiek voor de waarden van $\frac{\gamma + 2}{3\gamma + 2}$ (zie fig. 21) kan worden gezien, dat zelfs bij eenigszins beduidende fout in γ de fout in $\mathfrak{M}$ geenszins belangrijk wordt.

Wanneer nu voor γ_h de waarde bekend zoude zijn, stel $\frac{1}{4}\gamma$, dan zou aan de hand van de thans gegeven beschouwingen de reactie, die een dwarsligger geeft, indien de rail door deze willekeurige kracht belast wordt, berekend kunnen worden.

Wordt n.l. bij een ballastcoëfficient C = 3 en rekenend met inknijping van het hout van den dwarsligger, waarvoor $\gamma = 2{,}611$ (zoodat $\gamma_h = 0{,}653$) een rail, als in fig: 23 is voorgesteld, belast met een totale kracht R van 4,6 ton, waarbij dus gerekend is op een loodrechte belasting van 4,5 ton en een maximum schuifkracht van 0,9 ton, dan is de loodrechte reactie van den dwarsligger P te berekenen volgens de formule

$$P = \frac{\gamma + 2}{3\gamma + 2} G = 0.469\ G = 2{,}111 \text{ ton.}$$

Het aangrijpingspunt van de totale reactie van den dwarsligger is te berekenen uit de voorwaarde, dat $\mathfrak{M} = 0{,}383$ M alzoo

$$P \times a_1 = \frac{\gamma_w + 2}{3\gamma_w + 2} G \times a, \text{ waarin}$$

a = de afstand van den doorgang der totale kracht R van het midden van het steunvlak van den railvoet (hier het midden van dezen voet genomen) = 2,2 cM., terwijl

a_1 = de afstand van de totale reactie van den dwarsligger tot het midden van den railvoet.

Alzoo is

$$a_1 = \left(\frac{\gamma_w + 2}{3\gamma_w + 2} : \frac{\gamma + 2}{3\gamma + 2}\right) a$$

$$= \frac{0{,}383}{0{,}469} \times 2{,}2 = 0{,}82 \times 2{,}2 = 1{,}80 \text{ cM.}$$

De zijdelingsche componente van de totale reactie van den dwarsligger is te berekenen volgens de formule

$$Q = \frac{\gamma_h + 2}{3\gamma_h + 2} \times H = \frac{2{,}653}{3{,}959} \times 0{,}9 = 0{,}670 \times 0{,}9 = 0{,}603 \text{ ton.}$$

De totale reactie W is alzoo thans in richting, grootte en aangrijpingspunt bepaald en in fig: 23 geconstrueerd.

In deze berekeningen is echter γ_h een geschatte grootheid; eenigszins nauwkeurig kan thans deze γ_h bepaald worden uit de omstandigheid, dat de railvoet somwijlen over den dwarsligger schoof en dus de hoek, die de totale reactie W met de normaal op het grondvlak van den railvoet maakte, nagenoeg gelijk moet zijn aan den wrijvingshoek van staal op djatiehout, waarvan de tangens in het algemeen te stellen is op 0,50.

Bij het trekken van conclusie's uit dit feit zal men in aanmerking moeten nemen, dat een naar buiten gebogen stand van de binnenrail, zooals die in de berglijnen der S. S. door den ingenieur LIGTVOET werd geconstateerd, het glijden van den railvoet in de hand zal werken. Waar dit laatste bij enkele dwarsliggers geconstateerd werd, zal dit juist voorgekomen zijn bij die dwarsliggers, waarbij de rail naar buiten gedraaid was, zoodat de stand van de rail kan worden aangenomen als hellend ongeveer $\frac{1}{10}$ naar buiten ten opzichte van het vlak van bovenkant dwarsligger.

Verder mag worden uitgegaan van de onderstelling, dat voor de binnenrail van de bogen de radkrans niet aanloopt, omdat de zijkanten van de rails geen afslijting vertoonen en dat er behalve een kracht, die normaal op den wielband van het rad werkt, nog optreedt hoogstens de wrijving, gesteld op $\frac{1}{5}$ van de eerstgenoemde.

Als type van afgesleten binnenrailkop kan dan worden genomen de in fig: 24 geschetste, die overgenomen is uit het meergenoemde rapport van den ingenieur LIGTVOET.

Onderstellende, dat de railvoet onder $\frac{1}{10}$ naar buiten helt, (dus het hout onder den buitenrailvoet reeds zoover vernield is,) zoo is het aangrijpingspunt van de totale reactie van de rail, die de wrijvingshoek maakt met de normaal op den buitenomtrek van den wielband te construeeren, benevens de loop van de totale reactie R, die gesteld wordt op 4,6 ton (de grootte van deze kracht is voor het resultaat der berekening feitelijk van geen invloed). Deze kracht R snijdt het steunvlak van den railvoet in het punt A, alwaar zij te ontbinden is, in een normale kracht G = 4,32 ton en een schuifkracht H = 1,63 ton. Het punt, waar de totale reactie van den dwarsligger dit steunvlak moet snijden, dat is de grootte van den afstand a_1, is op de reeds aangegeven wijze te bepalen en de grootte van de normale reactie P tevens te berekenen op 2,03 ton. Aangezien om schuiven van den railvoet over den dwarsligger te verkrijgen de totale reactie minstens den wrijvingshoek met de normaal op het grondvlak moet maken (de wrijvingscoëfficient wordt gesteld op $^1/_2$) zoo zal de kracht Q minstens moeten bedragen 1,015 ton, in verband waarmede

$$\frac{\gamma_h + 2}{3\gamma_h + 2} \times 1{,}63 = 1{,}015 \text{ of}$$

$$\gamma_h = 0{,}869$$

welke waarde alzoo eerder te groot dan te klein is.

Beschouwt men thans den typischen vorm van een afgesleten buitenrailkop, zooals die is voorgesteld in fig: 25, zoo zal uit de wijze van afslijten dadelijk moeten worden geconcludeerd, dat de radkrans van den wielband aanloopt, terwijl tegelijkertijd het wiel een meer vertikalen steun ondervindt aan de bovenzijde van de rail. Het vooruitstekende deel van de radkrans beweegt zich in de richting van het pijltje r_1 over den binnenkant van den railkop en oefent hierbij zoo'n kracht op het rad zelf uit, dat dit met den meer platten kant van den wielband in de richting van het pijltje r_2 over den bovenkant der rail doet schuiven. Het zijn deze verschuivingen, die den buitenrailkop in bogen zooveel meer doen slijten dan den binnenrailkop.

De reactie, die de zijkant van den buitenrailkop geeft, zal alzoo de richting van R_1 moeten hebben n.l. den wrijvingshoek moeten maken met de normaal op den afgesleten zijkant van den railkop, terwijl die aan den bovenkant van de rail een richting R_2 eveneens den wrijvingshoek met de normaal op de afgesleten bovenzijde van den railkop zal moeten maken. Waar deze krachten R_1 en R_2 zullen aangrijpen, is niet zoo aanstonds te zeggen; echter mag worden aangenomen, dat het vlak aan de binnenkant koprail min of meer gelijkmatig wordt belast, zoodat de resultante van deze drukkingen nagenoeg in het midden van dit vlakje zal aangrijpen.

De afwijking van den juisten stand was bij de buitenrail in den regel minder dan bij de binnenrail, waarom thans de railhelling op $\frac{1}{20}$ naar buiten wordt ondersteld.

De haaknagels, die aan den buitenvoet van de rail geplaatst zijn, komen pas in functie, indien de kracht Q, de ontbondene van de totale reactie in de richting van het steunvlak, de wrijving overtreft. Aangezien blijkt, dat bij de buitenrails deze haaknagels in belangrijker mate werden aangesproken, dan

dit bij de binnenrails het geval was, zal de kracht Q een grootere waarde moeten hebben, dan deze bij de binnenrail heeft; in verband hiermede de kracht H aannemende gelijk aan die voor de binnenrail, is dus als zeker aan te nemen, dat deze kracht te klein is. Door de kracht H samen te stellen met G, berekend op 4,4 ton, is alzoo de richting van de totale reactie van de rail te construeeren. Kiezende het doorgangspunt met den railvoet in U op afstand 2,0 cM. van het midden van den railvoet (2,0 cM. is gekozen, omdat het moment der totale kracht op de rail werkend ten opzichte van het midden van den railvoet voor de buitenrail geringer is dan voor de binnenrail), zoo wordt de kracht thans voorgesteld door R. Wordt deze kracht ontbonden in de richting, die met de staande as van een juist geplaatste rail overeenkomt en loodrecht hierop, zoo worden verkregen de krachten G_1 en H_1, terwijl alsdan

$$\frac{H_1}{G_1} = 0{,}28,$$ hetgeen een verhouding zou zijn, die in werkelijkheid wel moet voorkomen.

Waar de wielband met de rail twee aanrakingsvlakken heeft en de reactie door elk vlak gegeven den wrijvingshoek zal moeten maken met de normaal op het vlak, zoo worden in werkelijkheid door de rail op den wielband in dit geval uitgeoefend twee krachten R_1 en R_2, zooals die geteekend zijn, waarvan R_1 = 1,73 ton en R_2 = 3,44 ton.

Bij toepassing van de theorie van ZIMMERMANN op den bovenbouw verkrijgt men als uitkomst cijfers, waarvan men zeker kan zijn, dat ze bij de werkelijkheid achter blijven.

Indien we thans vooropstellen, dat de zijdelingsche kracht door het rad op de rail uitgeoefend $^1/_4$ kan bedragen van de belasting in de richting van de staande as van de rail, zoo kan ook worden vooropgesteld, dat dit een verhouding is, die bij de werkelijkheid ten achter blijft; tenminste wat de buitenrail in bogen aangaat.

Waar het doel is de berekening van optredende spanningen, daar kan de waarde, die γ_h heeft, slechts invloed hebben op de optredende spanning in de rail en de kracht, die zijdelings op de haaknagels kan werken, welke laatste kracht hier niet nader zal worden beschouwd. Voor de spanning in de rail is het gunstig, dat γ_h een kleine waarde heeft.

Waar we reeds vonden, dat γ_h kleiner zal zijn dan 0,869 en in elk geval grooter moet zijn dan 0, zoo zal hier verder met een tusschenwaarde van deze cijfers worden gerekend en γ_h gesteld worden op 0,2, in verband waarmede D_h = 12,13 ton.

Dat γ_h een veel kleiner waarde moet hebben dan γ, volgt mede uit het feit, dat men in bogen, waar de haaknagels aan de buitenkant buitenrail het hout in het gat bijzonder sterk vernielen, aan dit euvel tegemoet kan komen door meer dwarsliggers toe te passen, waarmede alzoo bereikt worden moet, dat de richting van de totale reactie van den belasten dwarsligger zich in eenigszins belangrijke mate wijzigt, hetgeen wederom alleen dan mogelijk is, indien γ_h beduidend kleiner is dan γ.

Dat ook de hier aangenomen waarde der zijdelingsche kracht op $^1/_4$ van de vertikale, dus iets grooter dan de wrijving, wel overeenkomt met de praktijk, moge nog daaruit blijken, dat, indien men in het tegenwoordige spoor de verbindingen, die rail en onderlegplaat vastklemmen op den dwarsligger, losmaakt, bij treinovergang de buitenrail zijdelings over de onderlegplaat verschuift. Een verschuiving van 3 m.M. werd door mij waargenomen.

Zou men er thans toe over willen gaan te berekenen, welke spanning in de rail in bogen met geringer straal zeker wel zal voorkomen, dan zal men de buigspanning in verticalen zin moeten vermeerderen met die in horizontalen zin.

Men dient hierbij wel in het oog te houden, dat in dergelijke bogen met geringen straal de dwarsliggerafstand wordt verminderd tot 70 c.M.

Het meest overeenkomstig de werkelijkheid willende rekenen, zal men er dan toe komen voor den ballastcoëfficiënt 3 aan te nemen en de inknijping van het hout in aanmerking te nemen, voor welk geval de weerstand van den dwarsligger D_{3s} reeds bepaald is op 5,116 ton. De kracht B is dan te berekenen volgens de formule:

$$B = \frac{6\,E\,\mathfrak{J}}{a^3} = \frac{6 \times 2200 \times 538.}{70^3} = 20{,}7 \text{ ton},$$

zoodat alzoo $\gamma = \frac{B}{D} = \frac{20{,}7}{5{,}116} = 4{,}046.$

In horizontalen zin, voor welk geval γ_h toch feitelijk geschat was, wordt voor γ_h = 0,2 aangehouden. Het vertikaal moment, dat in de rail optreedt in belastingstoestand I is te berekenen

$$M = \frac{8\gamma + 7}{4\gamma + 10} \times \frac{Ga}{4} = \frac{39{,}368}{26{,}184} \times \frac{70}{4} G = 26{,}3\ G \text{ ton c.M.}$$

In horizontalen zin is het moment

$$M_h = \frac{8\gamma_h + 7}{4\gamma_h + 10} \times \frac{H_1 a}{4} = \frac{8{,}6}{10{,}8} \times \frac{70}{4} H_1 = 14{,}0\ H_1 \text{ ton c.M.}$$

Stellende G = 4,5 ton en H_1 = 1,1 ton is alzoo

$$M = 26{,}3 \times 4{,}5 = 118{,}4 \text{ ton c. M.}$$
$$M_h = 14 \times 1{,}1 = 15{,}4 \text{ ton c. M.}$$

De buigspanning tengevolge der vertikale belasting bedraagt alzoo

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{118,4}{97,4} = 1,216 \text{ ton /c.M}^2,$$

die in horizontalen zin

$$\sigma_h = \frac{M_h}{W_h} = \frac{15,4}{19,8} = 0,778 \text{ ton /c.M}^2.$$

Totale spanning $\sigma_t = \sigma + \sigma_h = 1,216 + 0,778 = \pm 2,000$ ton /c.M^2.

Neemt men aan, dat door de afslijting van de rails het wederstandsmoment zoowel dat ten opzichte van een horizontale as als dat tenopzichte van een vertikale as 10% geringer kan zijn, dan zou een geregeld wederkeerende spanning van 2,200 ton/c.M^2. een zeer gewoon verschijnsel moeten zijn.

Neemt men verder aan, dat een vergrooting van de spanning in de rail tengevolge van het ongelijk onderstoppen der dwarsliggers en tengevolge van de overbelasting van een rad als gevolg van de dynamische werkingen met 40% niet overdreven kan worden genoemd, zoo zou men komen tot een spanning in de rail van ± 3,000 ton /cM^2.

Bij het optreden van zijdelingsche krachten springt eerst het nut in het oog, dat het gebruik van onderlegplaten biedt.

Voor de onderlegplaat, die een totale breedte van 18 cM. bezit (zie fig: 4 en 5) wordt slechts een gedeelte van deze breedte als werkzaam aangenomen.

Wordt n.l. door de onderlegplaat een druk op den houten dwarsligger uitgeoefend, zoo ondervindt de onderlegplaat zelve den invloed van de reactie, die de houten dwarsligger levert. Deze reactie, die als een over het grondvlak van de onderlegplaat verdeelde naar boven gerichte belasting is op te vatten, doet de onderlegplaat een vormverandering ondergaan zóódanig, dat de einden eenigszins opgebogen worden en dus bij het overbrengen van den druk minder werkzaam zijn. Zonder hier verder in details op door te gaan, mag worden aangenomen, dat naarmate de onderlegplaat dikker is, de vormverandering van de onderlegplaat geringer en dus de werkzaamheid grooter zal zijn. Betrekkelijk willekeurig maar toch in overeenstemming met den aard van de vormverandering zijn daarom uit de punten P en Q (zie fig 26) lijnen getrokken onder 30° met het grondvlak en wordt het gedeelte R S van het grondvlak ter breedte van 13 c.M. als absoluut onvervormbaar aangenomen.

Zou men thans eenigszins willen benaderen de drukspanning, die de langsvezel van den dwarsligger ondervindt, zoo zou de binnenrail, alwaar het moment van de uitwendige krachten ten opzichte van het steunvlak van de rail het grootst bleek, voor een nadere beschouwing in aanmerking komen.

Zooals uit fig: 27 blijkt, snijdt hierbij de totale kracht het steunvlak van de onderlegplaat op 2,1 cM. uit het midden. De ontbondene van de totale kracht loodrecht op dit grondvlak stellende gelijk 4,5 ton, is dus het totale moment door de uitwendige kracht op het grondvlak uitgeoefend

$$M = 4,5 \times 2,1 = 9,45 \text{ ton cM.}$$

Om tot de kennis te geraken van de grootte van de momentreactie, die de dwarsligger geeft, welke zich onmiddellijk onder den last bevindt, is noodig γ_w te berekenen voor dit geval, dat een onderlegplaat aanwezig is.

Voor het wederstandsmoment van het werkzame grondvlak der onderlegplaat moet aangenomen worden

$$W = \frac{1}{6} \times 16 \times 13^2 = 451 \text{ cM}^3.$$

Bij de werking van een moment van 1 ton cM. treedt onder de uiterste vezel een drukspanning op van $\frac{1000}{451} = 2,2$ KG/cM^2, tengevolge waarvan de hoekverandering van het grondvlak =

$$\frac{2,2}{10} \times \frac{0,1}{6,5} = 0,0034.$$

Het moment D_w, dat de eenheid van hoekverandering zou teweegbrengen, is alzoo

$$D_w = \frac{1}{0,0034} = 294 \text{ ton cM.}$$

$$\text{Aangezien } B_w = \frac{86466}{a} \text{ ton cM., waarin}$$

a = de dwarsliggerafstand is, [deze moet worden gesteld op 70 cM.,] wordt

$$B_w = \frac{86466}{70} = 1235 \text{ ton cM., zoodat}$$

$$\gamma_w = \frac{B_w}{D_w} = \frac{1235}{294} = 4,201.$$

De momentreactie van den belasten dwarsligger is alzoo

$$\mathfrak{M} = \frac{\gamma_w + 2}{3\gamma_w + 2} M = \frac{6,201}{14,603} M = 0,425 M.$$

$$= 0,425 \times 9,45 = 4,02 \text{ ton c.M.}$$

Waar in verticalen zin $\gamma = 4,046$ bij een dwarsliggerafstand van 70 c.M., zoo is de normale reactie, die de dwarsligger geeft in den belastingstoestand II

$$P = \frac{\gamma + 2}{3\gamma + 2} G = \frac{6{,}046}{14{,}138} G = 0{,}428\ G.$$

$$= 0{,}428 \times 4{,}5 = 1{,}93 \text{ ton.}$$

Het doorgangspunt van de totale reactie van den dwarsligger door het steunvlak der onderlegplaat ligt alzoo op een afstand:

$a_1 = \frac{4{,}02}{1{,}93} = 2{,}08$ c.M. van het midden O van het steunvlak van de onderlegplaat.

De belasting van het steunvlak der onderlegplaat is dus te teekenen, zooals in fig: 27 is geschied,

Het doorgangspunt van de totale reactie van den dwarsligger valt binnen het middelste derde deel van het steunvlak, zoodat de onderstellingen der vormverandering juist kunnen zijn.

Onder de vooropgestelde aanname zou nu de maximum druk op de langsvezel van den dwarsligger te berekenen zijn volgens de formule

$$\sigma_0 = \frac{P}{O} + \frac{\mathfrak{M}}{W} = \frac{1930}{208} + \frac{4020}{451}$$

$$= 9{,}3 + 8{,}9 = 18{,}2 \text{ K.G/c.M}^2.$$

De draaiing, die het grondvlak van de onderlegplaat zou ondergaan, is te berekenen op:

$$\frac{8{,}9 \times 0{,}1}{10 \times 6{,}5} = 0{,}0137$$

De buitenwaartsche verplaatsing van den railkop als gevolg van deze draaiing van het steunvlak is

$$12 \times 0{,}0137 = 0{,}16 \text{ cM.}$$

Door het middelste rad van een truck van 3 assen bij belastingstoestand IV wordt het hout van den dwarsligger sterker aangesproken. Genoemd rad kan hoogstens een zijdelingsche kracht gelijk aan de wrijving op de rail uitoefenen. Voor dit rad is alzoo het moment, dat de dwarsligger als reactie geeft, gelijk aan het reeds berekende voor de binnenrail.

De kracht P is echter reeds berekend op 3,29 ton, zoodat de maximale druk op de langsvezel van den dwarsligger gelijk wordt aan

$$\sigma_1 = \frac{P}{O} + \frac{\mathfrak{M}}{W} = \frac{3290}{280} + \frac{4020}{451} = 15{,}8 + 8{,}9 = 24{,}7 \text{ KG./cM}^2.$$

Het behoeft wel niet nader te worden toegelicht, dat deze laatste cijfers, die op den druk op de langsvezel van den houten dwarsligger betrekking hebben, geen absolute waarde bezitten, doch alleen bij vergelijking van nut kunnen zijn. Ten duidelijkste blijkt hierbij het nut, dat het gebruik van een onderlegplaat heeft, speciaal voor vermindering van de drukspanningen op de houtvezels, die het gevolg zijn van het optredend moment.

HOOFDSTUK IV.

Beschouwing over de in de vorige hoofdstukken berekende belastingscijfers en vormveranderingen.

DE RAIL.

In het algemeen zal men in de rail kunnen toelaten een spanning, die beneden de elasticiteitsgrens van het materiaal ligt. Naarmate men meer zeker is in de berekening alle factoren in aanmerking te hebben genomen, die de spanning in de rail kunnen vermeerderen, mag de berekende spanning dichter tot de elasticiteitsgrens naderen. Wat men in den regel onder toe te laten spanning verstaat, n.l. die spanning, waarmede men als uitkomst bij een bepaalde berekeningswijze genoegen kan nemen, is alzoo afhankelijk:

1° van het materiaal, waarvan de rail is vervaardigd;

2° van de nauwkeurigheid van de berekening.

ad 1. Het materiaal, waarvan de rails vervaardigd zijn, moet voldoen aan de ondervolgende keuringsvoorwaarden.

De grondstof moet zijn vloeistaal, verkregen langs het zure (Bessemer) of basische (Thomas) proces.

De scheikundige samenstelling moet voldoen aan de voorwaarden:

het koolstofgehalte mag hoogstens 0,4 % bedragen.
het zwavelgehalte „ „ 0,06 % „
het phosphorgehalte „ „ 0,1 % „

De mechanische eigenschappen van het vloeistaal worden als volgt onderzocht:

Halverwege wordt van elke gieting een kleine ingot gegoten, die wordt uitgewalst of uitgesmeed tot ronde staafjes van ongeveer 20 m. M. middellijn. Uit het midden van deze staafjes wordt een proefstaafje afgesneden, waarvan dan de trekvastheid minstens 50 KG./mM² en hoogstens 65 KG./mM² moet bedragen, terwijl de kwaliteitscoëfficient 900 als minimum moet zijn bij een beproevingslengte van 200 m.M.

Een proefstaafje uit den gewalsten railvoet of uit den railkop in de nabijheid van het rijvlak genomen, moet na het walsen aan dezelfde voorwaarden voldoen.

Bovendien worden op de rail nog de volgende valproeven verricht:

De spoorstaaf wordt geplaatst op onwrikbaar ondermetselde, op één meter onderlingen afstand geplaatste, steunpunten, zonder eenige tusschenvoeging van hout of andere stoffen. Zij moet aldus bestand blijken tegen den val van een blok van 500 K.G. van eene hoogte van 4 M. Het valblok moet, als de onderzijde daarvan vlak is, eene breedte hebben van ten hoogste 60 mM. gemeten in de lengterichting der spoorstaaf; is de onderzijde afgerond, dan mag de straal dezer afronding ten hoogste 50 mM. bedragen.

Deze proef moet, zonder dat de spoorstaaf breekt, met een valmoment van 1200 KG M. kunnen voortgezet worden tot een doorbuiging verkregen is van 130 mM. Hoewel aan de deugdelijkheid van het materiaal alzoo niet behoeft te worden getwijfeld, zoo wordt toch tegenwoordig algemeen een trekvastheid van meer dan 55 KG./mM² voor het materiaal van de rails in Europa geëischt en wordt ook minder koolstof in het materiaal toegelaten.

Om de toe te laten spanning te kunnen vaststellen is het gewenscht de ligging van de elasticiteitsgrens te weten. Hiervoor komen in de voorschriften geen bepalingen voor. In verband met de trekvastheid van het materiaal en het kwaliteitscijfer van 900, mag echter worden aangenomen, dat staal, waarvan de elasticiteitsgrens nabij 3000 KG./cM² is gelegen, aan deze keuringsvoorwaarden kan voldoen en dus kan worden geleverd.

ad. 2 Waar de berekening van de optredende spanning is uitgevoerd volgens de methode van Zimmermann, zooals in hoofdstuk II is geschied, zoo wordt er in het algemeen geen bezwaar in gezien bij hoofdspoorwegen een spanning toe te laten van $\frac{1}{3}$ der elasticiteitsgrens, wat hier nagenoeg 1000 KG./cM² is.

De spanningscijfers in de tegenwoordige Europeesche sporen zijn in het algemeen lager, doch dit is niet altijd bewerkstelligd met het oog op de belasting van de rail, zooals later nog zal worden toegelicht.

Waar als uitkomst der berekening van Zimmermann in verband met onzen ballast de meest waarschijnlijke spanning 1250 KG./cM² is, zoo moet dit dus hoog worden genoemd. Waar verder in Hoofdstuk III als spanning, die in de rail wel moet voorkomen 3000 KG./cM² wordt gevonden, een spanning, die nabij de elasticiteitsgrens is gelegen, daar moet deze spanning beslist als te hoog worden gekwalificeerd en moet hier reeds de conclusie worden getrokken, dat de rail reeds met het oog op de optredende spanningen moet geacht worden onvoldoende sterk te zijn.

In de praktijk is een geringe blijvende vormverandering van de rail waar te nemen, waaruit mede moet worden opgemaakt, dat de elasticiteitsgrens van het materiaal wordt overschreden.

Aangezien alzoo de rail wordt geacht in de bogen het sterkst te worden aangegrepen, zou men aldaar dus wel een bijzondere voorziening willen treffen om de optredende spanning in de rail te verminderen, waarbij men in de eerste plaats op de gedachte komt, den dwarsliggerafstand nogmaals te verkleinen.

Heeft echter de praktijk uitgewezen, dat vermeerdering van het aantal dwarsliggers een gunstigen invloed heeft op de horizontale krachten, die op de haaknagels aan den buitenvoet van de rail werken, [hetgeen voor de theorie spreekt, dat ook in horizontalen zin de rail is op te vatten als een ligger op veerkrachtige steunpunten] op de spanning in de rail heeft de dwarsliggerafstand slechts een geringen invloed.

De algemeene formule voor het optredend moment in de rail luidt

$$M = \frac{8\gamma + 7}{4\gamma + 10} \; a \; \frac{G}{4}$$

Wordt bij denzelfden bovenbouw de dwarsliggerafstand a verminderd, dan verandert de verhouding γ met de derde macht van dezen afstand, wat wederom tengevolge heeft, dat de breuk $\frac{8\gamma+7}{4\gamma+10}$ grooter wordt.

Past men een dwarsliggerafstand van 60 cM. toe, dan wordt voor C = 3 en met inachtname van de inknijping van de houten dwarsliggers:

$$\gamma = \frac{7^3}{6^3} \times 4{,}046 = 6{,}425$$

$$\text{en } \gamma_h = \frac{7^3}{6^3} \times 0{,}2 = 0{,}318 \quad ,$$

zoodat

$$M = \frac{8\gamma + 7}{4\gamma + 10} \times \frac{Ga}{4} = \frac{58{,}4}{35{,}7} \times \frac{4{,}5 \times 60}{4} = 1{,}64 \times 67{,}5 = 110{,}7 \text{ ton c.M.}$$

$$M_h = \frac{8\gamma_h + 7}{4\gamma_h + 10} \times \frac{Ha}{4} = \frac{9{,}544}{11{,}272} \times \frac{1{,}1 \times 60}{4} = 0{,}8467 \times 16{,}5 = 13{,}97 \text{ ton c.M.}$$

De totale spanning, die in de rail optreedt, bedraagt dan

$$\sigma_t = \sigma + \sigma_h = \frac{110{,}7}{97{,}4} + \frac{13{,}97}{19{,}8} = 1{,}137 + 0{,}706 = 1{,}843 \text{ton /c.M.}^2$$

Bij een dwarsliggerafstand van 70 c.M. was deze totale spanning $\sigma_t = 2{,}000$ ton /c.M², zoodat een belangrijke vermindering hierdoor geenszins wordt verkregen.

Ook dan dus zoude men niet de zekerheid hebben, dat tengevolge van schokken enz. het overschrijden der elasticiteitsgrens geen gewoon verschijnsel zal zijn.

Een ander middel tot vermindering van de buigspanning in de rail zal daarin bestaan, dat men aan de breuk γ een kleinere waarde tracht te geven. Doet men dit door een vermeerdering van de breedte van den dwarsligger tot 25 c.M., hetgeen men dan tevens gepaard zal doen gaan met het vergrooten van de onderlegplaat, bij een normalen dwarsliggerafstand van 60 c. M., dan is te verwachten, dat zoowel γ als γ_h omgekeerd evenredig met de breedte verandert. Dan zou alzoo

$$\gamma_1 = \frac{22}{25} \times 6{,}425 = 5{,}654$$

$$\gamma_{h1} = \frac{22}{25} \times 0{,}318 = 0{,}28, \text{ in verband}$$

waarmede

$$M_1 = \frac{8\gamma_1 + 7}{4\gamma_1 + 10} \times \frac{Ga}{4} = \frac{52{,}232}{32{,}616} \times \frac{4{,}5 \times 60}{4} =$$

$$1{,}601 \times 67{,}5 = 108{,}1 \text{ ton c.M.}$$

$$M_{h1} = \frac{8\gamma_{h1} + 7}{4\gamma_{h1} + 10} \times \frac{Ha}{4} = \frac{9{,}24}{11{,}12} \times \frac{1{,}1 \times 60}{4} =$$

$$0{,}831 \times 16{,}5 = 13{,}70 \text{ ton c.M.}$$

De totale spanning bedraagt dan:

$$\sigma_{t_1} = \sigma_1 + \sigma_{h_1} = \frac{108{,}1}{97{,}4} + \frac{13{,}7}{19{,}8} = 1{,}110 + 0{,}692$$

$$= 1{,}802 \text{ ton/c.M}^2.$$

Een dergelijke verbetering van het spoor zou met zeer veel kosten gepaard gaan, terwijl het resultaat nog geenszins bevredigend zou kunnen worden genoemd.

Men zou uit deze beschouwing alzoo reeds dadelijk de conclusie moeten trekken, dat de tegenwoordig toegepaste rail onvoldoende sterk is.

DE DWARSLIGGER.

De proportionaliteitsgrens van djatihout kan in overeenstemming met die van eikenhout voor buiging gesteld worden op 200 KG/cM².

De berekende buigspanningen voor een statische belasting van ± 55 KG/cM² zullen alzoo in den regel niet door dynamische werkingen zoodanig kunnen worden vergroot, dat hierdoor ongemak zal ontstaan. Toch mag de vermeerdering van deze spanningen, die ontstaat als gevolg van de dynamische werkingen van de locomotief en van het ongelijkmatig onderstoppen, niet te gering worden geacht, waar het voorkomt, dat dwarsliggers, die in het midden te sterk onderstopt zijn, aldaar breken.

Met dergelijke gevallen, die geheel aan het slechte onderhoud zijn te wijten, behoeft men echter geen rekening te houden.

Volgens Michel is de weerstand van eikenhout tegen blijvende vormverandering voor druk loodrecht op de vezel 240 KG./cM². Het getal komt mij zeer hoog voor. Bij het tegenwoordig spoor, waarbij onderlegplaten zijn toegepast en waarvoor in Hoofdstuk III een drukspanning berekend is van 24,7 KG./cM². wordt de onderlegplaat nog eenigszins in het hout gedrukt. Als gevolg van dynamische werkingen en van ongelijke dracht van de dwarsliggers door ongelijk onderstoppen, zal deze spanning, aldus berekend, wel tot het dubbele kunnen stijgen. De oorzaak van het indringen der onderlegplaat in het langshout van den dwarsligger moet echter meer gezocht worden in het ongelijk afwerken van het steunvlak van de onderlegplaat, waardoor plaatselijk de druk zeer kan stijgen. In ieder geval blijkt uit de praktijk, dat ook thans het hout aan de buitenzijde van de onderlegplaat nog sterk wordt aangegrepen, al is dat nu ook niet zoo beduidend als dit het geval was, toen nog geen onderlegplaten werden toegepast.

Het mag van algemeene bekendheid worden ondersteld, dat niet zoo lang geleden alle Europeesche banen met spoorwijdte 1,435 M. er toe over zijn gegaan de dwarsliggerlengte van 2,40 M. tot 2,70 M. te vergrooten. Uit genomen proeven was gebleken, dat overeenkomstig de theorie van Zimmermann, de dwarsligger van 2,40 M. lengte zich onder den last vervormde, als fig. 28 aangeeft, terwijl de elastische lijn van een dwarsligger van 2,70 M. lengte tijdens de belasting meer den vorm aannam, als in fig. 29 is geschetst. Bij deze laatste lengte bleken de zakkingen, die in hoofdstuk II y_0 en y_1 werden genoemd nagenoeg gelijk groot te zijn.

Bij nog grootere lengte van dwarsligger zou de vormverandering zoodanig zijn, dat y_1 beduidend kleiner is dan y_0, zooals in fig. 30 voorgesteld is.

Als een voordeel van de dwarsliggerlengte van 2,70 M. wordt daarbij ook vermeld, dat de hoekverandering, die de rail zou ondergaan en die uit het verloop der neutrale lijn te volgen is, daarbij veel geringer zou zijn dan bij andere dwarsliggerlengten.

In verband met den afstand hart op hart van de rails zou een dwarsliggerlengte van 2,70 M. voor de spoorwijdte 1,435 M. overeenkomen met een lengte van $\frac{1{,}5}{1{,}12} \times 2{,}70 = \pm 2{,}00$ M. voor onze spoorbanen met wijdte 1,067 M.

Dat de vormverandering van een dwarsligger met lengte 2,20 M. overeenkomt met, wat in fig. 30 is voorgesteld, volgt reeds uit de in hoofdstuk II berekende inzinking in den ballast; voor C = 8 treedt het verschil het duidelijkst aan het licht; n.l. daarvoor is de

inzinking in c.M
- onder het lastpunt $y_r = 0{,}172$
- „ „ midden $y_0 = 0{,}147$
- „ „ einde $y_1 = 0{,}087$

De verhoudingen $\frac{y_0}{y_r}$ en $\frac{y_1}{y_r}$, die respectievelijk gelijk zijn aan de verhoudingen van de in hoofdstuk II genoemde grootheden

$$\frac{[\eta_0]}{[\eta_c]} \text{ en } \frac{[\eta_\lambda]}{[\eta_c[} \text{ zijn alzoo:}$$

voor C = 8 bij de dwarsliggerslengte 2,20 M

$$\frac{[\eta_0]}{[\eta_c]} = 0{,}854$$

$$\frac{[\eta\lambda]}{[\eta_c]} = 0{,}502$$

De dwarsligger heeft tot taak den druk, op de rail uitgeoefend, zooveel mogelijk gelijkmatig over den ballast te verdeelen.

Het is duidelijk, dat een dwarsligger een zoodanige lengte kan hebben, dat bij belasting de einden zich van den ballast lichten, waarbij alzoo een gedeelte van den dwarsligger zich geheel aan zijn taak onttrekt. Een dergelijke dwarsligger zou ontegenzeggelijk te lang zijn. Ook waar de hierboven bedoelde lengte nog niet aanwezig is, kunnen de einden van den dwarsligger wel zoo weinig aan de taak tot drukverdeeling medewerken, dat er meer voordeel in zal kunnen worden gezien, bij gebruik van dezelfde hoeveelheid hout de dwarsliggers eenigszins korter te nemen, doch onder elke rail een grooter aantal toe te passen.

Onder alle dwarsliggerlengten moet er alzoo één zijn, die voor het spoor het voordeeligst is en deze lengte zal die zijn, waarbij de druk zooveel mogelijk gelijk over den ballast wordt verdeeld en waarbij alzoo de druk en de inzakking onder het einde zooveel mogelijk gelijk moeten zal zijn aan die onder het midden.

Het zoeken van deze lengte komt alzoo overeen met het bepalen der waarde λ, waarbij de verhouding $\frac{[\eta_0] - [\eta\lambda]}{[\eta_c]}$ zoo klein mogelijk is.

Om deze grootte voor λ te vinden zijn hieronder in een lijst gerangschikt de waarden van $[\eta_0]$, $[\eta_c]$ en $[\eta\lambda]$ voor C = 3 en 8 voor verschillende waarden van λ.

Voor C = 3; L = 66,2; φ = 0,846

λ	$[\eta_0]$	$[\eta_c]$	$[\eta_\lambda]$	$\frac{[\eta_0]}{[\eta_c]}$	$\frac{[\eta\lambda]}{[\eta^c]}$	$\frac{[\eta_0]-[\eta\lambda]}{[\eta_c]}$
1,4	0,6340	0,7457	0,7831	0,850	1,050	— 0,200
1,5	0,6255	0,6936	0,6545	0,902	0,944	— 0,042
1,6	0,6243	0,6590	0,5314	0,947	0,806	+ 0,141
1,7	0,6272	0,6370	0,4163	0,985	0,654	+ 0,331

Voor C = 8; L = 51,8; φ = 1,08.

λ	$[\eta_0]$	$[\eta_c]$	$[\eta\lambda]$	$\frac{[\eta_0]}{[\eta_c]}$	$\frac{[\eta\lambda]}{[\eta_c]}$	$\frac{[\eta_0]-[\eta\lambda]}{[\eta_c]}$
1,8	0,4402	0,6125	0,6154	0,719	1,005	— 0,286
1,9	0,4499	0,5815	0,4966	0,774	0,854	— 0,080
2,0	0,4596	0,5610	0,3884	0,819	0,692	+ 0,127
2,1	0,4680	0,5492	0,2919	0,852	0,531	+ 0,321
2,2	0,4746	0,5430	0,2071	0,874	0,382	+ 0,492

Door interpolatie of langs grafischen weg wordt hieruit de waarde van λ bepaald, waarvoor $\frac{[\eta_0] - [\eta\lambda]}{[\eta_c]} = 0$ n. l.

voor C = 3 en dus L = 66,2 moet λ = 1,525
voor C = 8 en dns L = 51,8 moet λ = 1,938,
hetgeen overeenkomt met een dwarsliggerlengte

voor C = 3; dwarsliggerlengte = 2 × 1,525 × 66,2 = 201,9 c. M.

voor C = 8; dwarsliggerlengte = 2 × 1,938 × 51,8 = 200,8 c. M.

De lengte voor beide ballastcoëfficiënten afrondende tot 2,00 M kan alzoo worden gezegd, dat dit de normale dwarsliggerlengte is voor een spoor met wijdte 1,067 M.

Overweegt men, dat voor 10 dwarsliggers van 220 c.M. lengte evenveel kubieke hoeveelheid hout noodig is als voor 11 dwarsliggers van 200 c. M. lengte en verder voor 10 dwarsliggers van 180 c.M. evenveel als voor 9 dwarsliggers van 200 cM. lengte, zoo zal men de superioriteit van een dwarsliggerlengte van 200 cM. kunnen doen uitkomen door de volgende sporen te vergelijken bij het gebruik van dezelfde rail, te weten:

Spoor A met dwarsliggers van
220 × 22 × 12 cM³ en normalen afstand 81 cM.

Spoor B met dwarsliggers van
200 × 22 × 12 cM³ en normalen afstand 73,6 cM.

Spoor C met dwarsliggers van
180 × 22 × 12 cM³ en normalen afstand 66,4 cM.

Voor deze sporen is dan eenzelfde kubieke hoeveelheid hout noodig.

Wil men bij deze vergelijking volgens rationeelen grondslag te werk gaan, dan zal men van een dusdanige statische belasting moeten uitgaan, dat deze op alle sporen kan worden toegepast.

Bij het vooropstellen van belastingstoestand II ter berekening van den ballastdruk, zou men van dezelfde radbelasting G uitgaande, het spoor met geringeren dwarsliggerafstand op een meer geconcentreerde belasting berekenen dan het spoor met grooteren dwarsliggerafstand en men zou geen getallen krijgen, die vergelijkbaar zijn.

Voor de berekening van de spanning in de rail komt belastingstoestand I in aanmerking. Voor de ballastdrukberekening kan ter vergelijking voorloopig alleen belastingstoestand II toepassing vinden.

De berekeningen worden opgesteld voor een ballastcoëfficiënt C = 3, terwijl rekening wordt gehouden met de inknijping van de dwarsliggers, zooveel mogelijk overeenkomend met de praktijk. Voor alle gevallen is L = 66,2 en φ = 0,846.

Spoor A met dwarsliggers van

$220 \times 22 \times 12$ cM³ en afstand van 81 cM.

Reeds werd berekend

$$B_A = 13{,}36 \text{ ton} \qquad \lambda = 1{,}662$$

en werd gevonden

$$[\eta_0] = 0{,}6258 \quad [\eta_c] = 0{,}6441 \quad [\eta\lambda] = 0{,}4590,$$

zoodat

$$D_A = \frac{1}{\frac{[\eta_c]}{CbL} + \frac{1}{100.O}} = \frac{1}{\frac{0{,}6441}{3 \times 22 \times 66{,}2} + \frac{1}{20800}} =$$

$$\frac{1}{\frac{0{,}6441}{4369{,}2} + \frac{1}{20800}} = \frac{1}{0{,}0001474 + 0{,}00004807} =$$

$$\frac{1}{0{,}00019547} = 5{,}116 \text{ ton.}$$

$$\gamma_A = \frac{B_A}{D_A} = \frac{13{,}36}{5{,}116} = 2{,}611.$$

Spoor B met dwarsliggers van $200 \times 22 \times 12$ c.M³ en afstand van 73,6 c.M.

$$B_B = \frac{6 \times 2200 \times 538}{73{,}6^3} = \frac{7101600}{398688} = 17{,}812 \text{ ton}$$

$$\lambda = 1{,}511$$

$$[\eta_0] = 0{,}6251 \quad [\eta_c] = 0{,}6890 \quad [\eta\lambda] = 0{,}6407$$

$$D_B = \frac{1}{\frac{0{,}6890}{4369{,}2} + \frac{1}{20800}} = \frac{1}{0{,}0001577 + 0{,}00004807}$$

$$= \frac{1}{0{,}00020577} = 4{,}860 \text{ ton}$$

$$\gamma_B = \frac{17{,}812}{4{,}860} = 3{,}665.$$

Spoor C met dwarsliggers $180 \times 22 \times 12$ c.M³ en afstand 66,3 c.M

$$B_C = \frac{6 \times 2200 \times 538}{66{,}3^3} = \frac{7101600}{291434} = 24{,}368 \text{ ton}$$

$$\lambda = 1{,}360$$

$$[\eta_0] = 0{,}6417 \quad [\eta_c] = 0{,}7746 \quad [\eta\lambda] = 0{,}8594.$$

$$D_C = \frac{1}{\frac{0{,}7746}{4369{,}2} + \frac{1}{20800}} = \frac{1}{0{,}00017728 + 0{,}00004807}$$

$$= \frac{1}{0{,}00022535} = 4{,}438 \text{ ton}$$

$$\gamma_c = \frac{24{,}368}{4{,}438} = 5{,}491$$

In het algemeen is het maximum-moment in de rail

$$M = \frac{8\gamma + 7}{4\gamma + 10} \times \frac{Ga}{4}$$

Alzoo

$$M_A = \frac{8 \times 2{,}611 + 7}{4 \times 2{,}611 + 10} G \frac{81}{4} = \frac{27{,}888 \times 81}{20{,}444 \times 4} G =$$

$$\frac{2258{,}928}{81{,}776} G = 27{,}623 \text{ G ton c.M.}$$

$$M_B = \frac{8 \times 3{,}665 + 7}{4 \times 3{,}665 + 10} G \frac{73{,}6}{4} = \frac{36{,}320 \times 73{,}6}{24{,}66 \times 4} G =$$

$$\frac{2673{,}152}{98{,}64} G = 27{,}100 \text{ G ton c. M.}$$

$$M_C = \frac{8 \times 5{,}491 + 7}{4 \times 5{,}491 + 10} G \frac{66{,}3}{4} = \frac{50{,}928 \times 66{,}3}{31{,}964 \times 4} G =$$

$$\frac{3376{,}526}{127{,}856} G = 26{,}409 \text{ G ton cM.}$$

In het algemeen is de druk op den dwarsligger in belastingstoestand III.

$$P = \frac{\gamma + 2}{3\gamma + 2} G$$

Alzoo

$$P_A = \frac{2{,}611 + 2}{3 \times 2{,}611 + 2} G = \frac{4{,}611}{9{,}833} G = 0{,}469 \text{ G.}$$

$$P_B = \frac{3{,}665 + 2}{3 \times 3{,}665 + 2} G = \frac{5{,}665}{12{,}995} G = 0{,}436 \text{ G.}$$

$$P_C = \frac{5{,}491 + 2}{3 \times 5{,}491 + 2} G = \frac{7{,}491}{18{,}473} G = 0{,}406 \text{ G.}$$

In verband hiermede is de zakking van den last, in het algemeen $y = \frac{P}{D}$ bedragende,

$$y_A = \frac{0{,}469}{5{,}116} G = 0{,}0917 \text{ G}$$

$$y_B = \frac{0{,}436}{4{,}860} G = 0{,}0897 \text{ G}$$

$$y_C = \frac{0{,}406}{4{,}438} G = 0{,}0915 \text{ G,}$$

terwijl de maximum druk op den ballast in het algemeen bedraagt bij

Spoor A $p_r = \frac{P_A}{bL}[\eta_c] = 0{,}469 \times 0{,}6441 \frac{G}{bL} = 0{,}302 \frac{G}{bL}$

Spoor B $p_r = \frac{P_B}{bL}[\eta_c] = 0{,}436 \times 0{,}6890 \frac{G}{bL} = 0{,}300 \frac{G}{bL}$

Spoor C $p_l = \frac{P_C}{bL}[\eta\lambda] = 0{,}406 \times 0{,}8594 \frac{G}{bL} = 0{,}349 \frac{G}{bL}$

In verband met de uitkomsten van deze berekeningen zal men aan het spoor B boven A de voorkeur geven, aangezien daarbij de optredende spanning in de rail geringer is, de vormverandering kleiner en ook de druk op den ballast minder bedraagt, dan dit bij spoor A het geval is.

In het bepaalde geval, dat bij een spoor de ballastdruk ver beneden de normale blijft en de spanning in de rail vermindering eischt, zou zelfs spoor C boven A en B te verkiezen zijn.

Wel lijkt het voordeel, dat spoor B boven A heett gering, waar de stijfheid slechts met 2,2 % toeneemt, maar toch is een dergelijke vermindering der vormverandering geenszins te versmaden, zooals moge blijken, indien nagegaan wordt, welke verzwaring de rail zou moeten ondergaan om de vormverandering bij spoor A op $\frac{0{,}0897}{0{,}0917}$ van de thans voorkomende terug te brengen.

Het zou daartoe n. l. noodig zijn, dat de maximum druk op den dwarsligger gelijk werd aan $\frac{897}{917} \times 0{,}469\,G = 0{,}459\,G$, waarbij de waarde, die γ zou moeten bezitten, te berekenen is uit de formule

$$\frac{\gamma + 2}{3\gamma + 2} = 0{,}459 \text{ of } \gamma = \frac{1{,}082}{0{,}377} = 2{,}870.$$

Hiertoe zou het traagheidsmoment van de rail moeten bedragen $\frac{2{,}870}{2{,}611}$ maal het tegenwoordige en, aangezien in het algemeen het traagheidsmoment van de rail evenredig te stellen is aan het kwadraat van het oppervlak van de doorsnede, welk oppervlak evenredig is aan het railgewicht, zoo zou het gewicht moeten bedragen $\sqrt{\frac{2{,}870}{2{,}611}} = \sqrt{1{,}0992} = \pm 1{,}048$ maal het tegenwoordige gewicht, een toename alzoo van $\pm$ 5 %.

Is deze aangelegenheid tot nu toe alleen met het oog op sterkte en stijfheid bekeken, ook het economisch voordeel van spoor B boven A is niet gering te schatten. Terwijl n. l. spoor B 10% meer onderlegplaten en bevestigingsmiddelen vereischt, kan de breedte van het ballastbed onder gelijke omstandigheden bij spoor B 20 c. M. minder bedragen dan bij spoor A, hetgeen niet alleen de kosten van aanleg ten goede komt, maar ook bij de periodieke verwisseling van het ballastbed minder uitgaven vereischt.

Toen ik in verband met het bovenstaande als stelling opwierp, dat elke spoorwegmaatschappij bij toepassing van een spoorwijdte van 1,067 M wel zoude doen als normale dwarsliggerlengte 2,00 M aan te nemen en de verbetering (verstijving, verzwaring) van het spoor, zoolang nog geen last met het onderstoppen wordt ondervonden, niet in een verlenging van den dwarsligger, doch in vermeerdering van het aantal moet worden gezocht, vond deze meening nog al bestrijding.

Het lijkt niet noodig er een geheim van te maken, dat, toen indertijd voor de S. S. op Java besloten werd de dwarsliggerlengte te brengen van 2,00 M op 2,20 M, hierbij het denkbeeld voorzat, dat voor elke dwarsliggerlengte eenzelfde verhouding bestaat tusschen den maximalen en den gemiddelden druk op den ballast, hetgeen alzoo voerde tot de overtuiging, hoe langer de dwarsligger hoe beter spoor, een meening, die foutief was en dan ook niet meer werd aangehaald. Een groote dwarsliggerlengte werd echter gunstig geacht met het oog op het wegrotten van de koppen, waarbij werd ondersteld, dat, uitgaande van een te langen dwarsligger, er na eenigen tijd een dwarsligger van normale lengte door de natuur van gemaakt zou worden.

In verband hiermede merk ik echter op, dat de berekende normale lengte van 2,00 M reeds eenigszins te groot is. De normale lengte is n. l. evenredig met den afstand van de evenwijdige lasten, die op den dwarsligger werken en welke afstand is aangenomen gelijk te zijn aan den afstand hart op hart koprail n. l. op 1,12 M. In de praktijk worden de rails meer naar de binnenzijde van het spoor belast (dit blijkt o. a. hieruit, dat bij nieuwe sporen in rechte banen, nadat ze eenigen tijd bereden zijn, de spoorwijdte eenigszins geringer wordt.) De afstand van de lasten bedraagt feitelijk niet meer dan 1,10 M_1 waarmede overeen zou komen een normale lengte van $\pm$ 1,97 M.

Bovendien is het zware rotten van de koppen der dwarsliggers een kwaad, dat alleen optreedt bij die banen, waar onvoldoende zorg wordt gedragen voor de afwatering, dus waar de koppen der dwarsliggers in het water blijven staan, welk euvel door goed onderhoud kan worden voorkomen. Geenszins altijd en nog niet eens in de meeste gevallen worden de dwarsliggers verwisseld speciaal, omdat de koppen gerot zijn, en waar dit wel het geval mocht zijn, mag men veilig aannemen, dat als zoo 'n dwarsligger het 11 jaar in de baan uithoudt, het rottingsproces zich alleen in de laatste 3 jaar heeft afgespeeld, zoodat de dwarsligger den langsten tijd over zijn volle lengte werkend in de baan lag.

Het rotten van de koppen gaat ook geenszins met een vermindering van lengte gepaard, doch moet eerder opgevat worden als een vermindering van het traagheidsmoment aan de einden van den dwarsligger, hetgeen niet zulk een grooten invloed op de vormverandering van den dwarsligger uitoefent, als een vermindering van lengte, terwijl een vermindering van het traagheidsmoment door verweering feitelijk over de geheele lengte van den houten ligger plaats heeft en niet enkel een bijzonderheid van de koppen is.

Het besproken verschijnsel meen ik dus wel buiten rekening te mogen laten.

Ook werd er een voordeel in gezien een grootere dwarsliggerlengte in de bogen te gebruiken, wegens het optreden van zijdelingsche krachten en overbelasting van een van de twee raderen van een as, waarbij dus spoor A de voorkeur zou verdienen boven spoor B. Ook dit meen ik te moeten betwijfelen.

In de bogen treedt n. l. de optredende spanning in de rail meer op den voorgrond dan in het rechte spoor, waarbij spoor B gunstiger is dan spoor A.

Door het geven van een verhooging aan de buiten rail wordt het optreden van een overbelasting van een van de raderen zooveel mogelijk tegengegaan, hoewel deze toch altijd moet voorkomen op het moment, dat er een zijdelingsche kracht optreedt en omgekeerd moet met een overbelasting van een van de raderen het optreden van een zijdelingsche kracht tusschen rail en wielband altijd gepaard gaan.

Het is deze zijdelingsche kracht, die in den boog een groote rol speelt en zoowel de verbindingen van de rail met den dwarsligger sterk aanspreekt, alsook de langsvezels van het hout beduidend belast.

Men gaat er wel toe over het aantal dwarsliggers in de bogen te vermeerderen, alleen om het indrukken van de haaknagels aan den buitenrailvoet in het hout van de dwarsliggers tegen te gaan. In de bogen heeft men dus allereerst noodig een groot aantal bevestigingspunten van de rail en ook hierbij is spoor B in gunstiger conditie dan spoor A.

Het is zelfs de vraag, of met het oog hierop aan spoor C niet de voorkeur zou moeten worden gegeven.

Zoowel voor rechte deelen als bogen is m. i. de dwarsliggerlengte van 2,00 M toe te passen en is versterking te zoeken in vermeerdering van aantal dwarsliggers. Eerst wanneer de dwarsliggerafstand nadert tot 0,65 à 0,60 M, en er dus gevaar begint te ontstaan, dat met het onderstoppen last wordt ondervonden, zal men bij de verbetering van den bovenbouw, een grootere dwarsliggerlengte overwegen.

DE ONDERLEGPLAAT.

Het materiaal van de onderlegplaat is vloeiijzer van 40 KG/mM² trekvastheid en een kwaliteitscoëfficiënt van 900 bij een beproevingslengte van 200 m.M. De elasticiteitsgrens van het materiaal is gelegen nabij 2000 KG/cM².

De onderlegplaat heeft de functie een meer gelijkmatige drukverdeeling over de bovenzijde van den dwarsligger te bewerkstellingen. In de eerste plaats moet dus de onderlegplaat zelve zoo geconstrueerd zijn, dat zij aan de belasting, zooals men die gaarne zou verkrijgen, wederstand kan bieden.

Indien men de onderlegplaat als volkomen stijf ten opzichte van den dwarsligger zou mogen beschouwen, zoo zouden de vroeger opgezette berekeningen zoodanig moeten worden gewijzigd, dat het geheele grondvlak van de onderlegplaat bij de drukverdeeling in aanmerking wordt genomen, waarbij het oppervlak gelijk wordt aan $16 \times 18 = 288$ cM². Bij het optreden van een vertikale reactie van den dwarsligger P = 3,29 ton, zou de druk per strekkenden c.M. bedragen $\frac{3290}{18} = 183$ KG/cM¹. In een vertikale doorsnede bij Q (zie fig 26) zou het moment van deze belasting $\frac{1}{2} \times 183 \times 4{,}6^2 = 1936$ KG. cM. groot zijn.

Het wederstandsmoment van de doorsnede van de onderlegplaat bedraagt aldaar $\frac{1}{6} \times 16 \times 0{,}8^2 = 1{,}71$ c.M³, zoodat de optredende buigspanning zou bedragen $\frac{1936}{1{,}71} = \pm 1132$ KG/c.M².

Door het ongelijk afwerken van het bovenvlak van den dwarsligger en tengevolge der dynamische werkingen, zouden de optredende momenten belangrijk kunnen toenemen, zoodat een belasting boven de elasticiteitsgrens zeker wel zal voorkomen. Dat de optredende momenten geenszins onderschat mogen worden, moet ook reeds worden geconcludeerd uit de omstandigheid, dat, toen de onderlegplaten nog de dikte van 6 m.M. bezaten, het voorkomen van breuken lang geen zeldzaamheid was en toen haar bij den vorm, die ze thans heeft, een dikte van 9 m. M. in doormede P was toebedeeld, het krom worden ook nog vaak voorkwam. De conclusie, dat thans de onderlegplaten ook niet overmatig sterk zijn, mag uit het bovenstaande wel worden getrokken.

Ten einde het vervormen van de onderlegplaten te voorkomen, worden deze wel eens van staal instede van vloeiijzer vervaardigd (bij staal is de elasticiteitsgrens hooger gelegen). Waar men in de praktijk met de bestaande onderlegplaten geen last ondervindt, bestaat geen aanleiding om hiertoe over te gaan.

De thans toegepaste methode om in rechte deelen van de baan om den anderen dwarsligger van onderlegplaten te voorzien, moet niet alleen het rustig rijden benadeelen, maar moet ook een ongunstigen invloed uitoefenen op de optredende spanningen in alle deelen van het spoor.

Hoewel over het algemeen niet op een gelijken duur van alle dwarsliggers te rekenen valt, zoo moet het

toch niet rationeel geacht worden, door den eenen dwarsligger meer te beschermen dan den anderen, het ongelijk slijten van de dwarsliggers in de hand te werken. Voor deze wijze van aanbrengen van de onderlegplaten zullen thans wel geen voorstanders meer te vinden zijn.

DE BALLAST.

De belangrijkste factor bij de beoordeeling van de draagkracht van een spoorbaan is de ballastdruk. Heeft men door de keuze van een voldoend zware rail het gevaar van het belasten boven de elasticiteitsgrens van het materiaal van deze vermeden, zoo wordt de draagkracht van de baan absoluut door den ballast bepaald. Het geregeld optreden van een te grooten druk op den ballast ontreddert het geheele spoor en het is alleen met zeer veel inspanning en kosten mogelijk, een dergelijk spoor berijdbaar te houden.

In de allereerste plaats is alzoo voor een goed spoor een ballast noodig, van een voldoende goede kwaliteit, om een regelmatig, wederkeerenden hoogen druk te kunnen uithouden zonder te worden stukgereden.

De ballastcoëfficient, die aan het spoor moet worden toebedeeld, is niet alleen afhankelijk van den aard van den eigenlijken ballast, doch ook van den bodem, waarop deze ballast den druk overbrengt.

Hoewel bij de Staatsspoorwegen in den laatsten tijd bijzondere zorg is besteed aan het ballasten van de baan, zoo zijn de daarvoor hier op Java te gebruiken gesteenten niet van zulke harde soort, als die, welke in Europa worden benut, waar dan ook voor oude en zeer goed geballaste banen wel C = 8 wordt aangenomen. In verband hiermede zal de ballastcoëfficiënt niet hooger mogen worden aangenomen dan 3. Indien dit met het oog op sommige baangedeelten te weinig mocht zijn, zoo mag toch worden aangenomen, dat deze coëfficiënt voor minder goede baangedeelten niet veel van de werkelijke zal verschillen.

Volgens Engesser zou bij een ballast met een coëfficiënt van 3 de toe te laten druk niet hooger mogen zijn dan 1,5 KG./cM² en de indrukking niet meer dan 0,5 c.M. mogen bedragen.

Volgens de geleverde berekeningen zouden deze waarden reeds bij een statische belasting volgens belastingstoestand IV geregeld moeten worden bereikt en dus in de praktijk feitelijk moeten worden overschreden.

Hoewel in het algemeen aan dergelijke uitspraken van toe te laten ballastdrukken niet te veel waarde is te hechten, blijkt uit de praktijk, dat deze ballastdruk te hoog is. De ballast bij de S. S. op Java wordt n. l. speciaal door de 7-assige Mallet Rimrott locomotief (zie fig: 31) spoedig stukgereden.

Met het oog op den ballastdruk zijn de spoorbanen met wijdte 1,067 M in beduidend slechter conditie dan die met wijdte 1,435 M, in dien zin, dat n. l. bij de Europeesche normaalspoorbanen de belastingstoestand IV, waarbij de druk P op den dwarsligger een zoo groot deel van den raddruk G bedraagt, in den regel niet kan verkomen. — Kan men bij de spoorbanen van 1,435 M wijdte, alzoo bij toepassing der theorie enkel van den maximum raddruk uitgaan, bij de smallere spoorbanen zal men rekening moeten houden met de constructie van de op die baan voorkomende locomotieven. Ten einde den invloed van den aard dier belasting te vergelijken, is het voldoende de verhouding na te gaan, die er tusschen de krachten P en G bestaat bij de belastingstoestanden II, III en IV.

De verhouding $\frac{P}{G}$ voor den belastingstoestand IV

n. l. $f(\gamma) = \frac{12\gamma^2 + 107\gamma + 19}{4(5\gamma^2 + 34\gamma + 7)}$ bezit een maximum

waarde, die te vinden is uit de vergelijking

$$f^1(\gamma) = \frac{4(5\gamma^2 + 34\gamma + 7)(24\gamma + 107)}{4^2(5\gamma^2 + 34\gamma + 7)^2} -$$

$$- \frac{(12\gamma^2 + 107\gamma + 19) \times 4(10\gamma + 34)}{4^2(5\gamma^2 + 34\gamma + 7)^2} = 0 \quad ,$$

waaruit volgt

$$127\gamma^2 + 22\gamma - 103 = 0$$

$$\gamma_1 = + \frac{104}{127} \text{ en } \gamma_2 = - \frac{126}{127},$$

zoodat de maximumwaarde van $\frac{P_{IV}}{G}$ bereikt wordt voor $\gamma = 0{,}82$, waarvoor

$$\frac{P_{IV}}{G} = 0{,}7505$$

In fig: 32 zijn de verhoudingen $\frac{P}{G}$ voor de verschillende belastingstoestanden grafisch voorgesteld.

Waar men bij de belastingstoestanden II en III een minderen ballastdruk kan verkrijgen door vermeerdering van de waarde van γ en het daarbij binnen zekere grenzen onverschillig is, of men dit bereikt door den dwarsliggerafstand te verminderen dan wel door de rail te verzwaren, zoo ziet men, dat bij belastingstoestand IV de verbetering bij verzwaring van de rail geenszins opweegt tegen die, welke men verkrijgt door vermindering van den dwarsliggerafstand, als deze laatste bijv. zoover doorgevoerd wordt, dat de belastingstoestand IV niet meer zou kunnen voorkomen.

Neemt men in aanmerking, dat de radstand van de drie-assige truck van de zeven-assige Mallet-Rimrott-locomotief bij de Staatsspoorwegen op Java in gebruik 2,60 M. bedraagt, zoo zou bij een dwarsliggerafstand

van 65 c.M. de belastingstoestand II het meest met de werkelijkheid overeenkomen. Rekenend op een dwarsliggerlengte van 2,00 M, die als de normale moet worden vooropgesteld, zoo is de weerstand van den dwarsligger D_D = 4,860 ton [het spoor wordt aangeduid met den index D] en zou de kracht B voor de rail bedragen

$$B_D = \frac{6 \times 2200 \times 538}{65^3} = \frac{7101600}{274625} = 25{,}859 \text{ ton},$$

zoodat hiervoor $\gamma_D = \frac{25{,}859}{4{,}860} = 5{,}321$.

Voor deze waarde van γ wordt volgens belastingstoestand II

$$P_D = \frac{4\gamma+1}{8\gamma+1} G = 0{,}513 \; G = 2{,}30 \text{ ton},$$

in verband waarmede de maximum druk op den ballast te berekenen zou zijn op

$$p_r = \frac{P_D}{b\,L} [\eta_c] = \frac{2300}{22 \times 66{,}2} \times 0{,}6890 = \frac{1584{,}7}{1456{,}4} =$$

1,088 KG/cM²

dus 75% van de nu voorkomende maximum druk van 1,455 KG/cM².

Zou men een dusdanige ballastdrukvermindering willen verkrijgen door verzwaring van de rail met behoud van de bestaande dwarsliggers en dwarsliggerafstand, dan zou de thans voorkomende waarde van de breuk:

$$\frac{12\gamma^2 + 107\gamma + 19}{4(5\gamma^2 + 34\gamma + 7)},$$

die de verhouding van P en G aangeeft voor belastingstoestand IV, en voor γ = 2,611, 0,732 bedraagt, moeten worden teruggebracht tot $\frac{75}{100} \times 0{,}732 = 0{,}549$ een grootte, die zij voor geen enkele waarde van γ zou bereiken (zie de grafiek fig: 32)

Door verzwaring van de rail zou men er theoretisch niet in kunnen slagen een dergelijke vermindering van den ballastdruk te verkrijgen.

Een verzwaring tot de rail het dubbele traagheidsmoment van de tegenwoordige zou bezitten, hetgeen reeds met een railgewicht van ± 36 KG/M¹ zou overeenkomen, zou γ het dubbele van de tegenwoordige waarde verleenen, zoodat γ = 5,222, waarvoor de waarde van de breuk.

$$\frac{12\gamma^2 + 107\gamma + 19}{4(5\gamma^2 + 34\gamma + 7)} = 0{,}705$$

Een vermindering van den ballastdruk tot slechts 96 % van den nu voorkomende zou het gevolg hiervan zijn; een resultaat, dat in geen verhouding zou staan tot de kosten aan de verbetering besteed.

Het spoor, dat met den index D is aangeduid, zou alzoo boven de andere A, B en C zeer belangrijke voordeelen bieden en te eerder zou men alzoo tot toepassing van het spoor D kunnen besluiten, wijl de kosten van aanleg niet noemenswaard van het bestaande spoor A verschillen. Waar n.l. 10 % meer hout voor dwarsliggers noodig is en 20 % meer onderlegplaten en bevestigingsmiddelen vereischt worden, daar kan de baanbreedte 20 c.M. minder bedragen. De mindere kosten van het laatste zullen zeker wel tegen de meerdere kosten van hout en ijzer opwegen.

Bij de toepassing van een dwarsliggerafstand van 65 c.M. zou het maximum moment, dat in de rail voorkomt, worden teruggebracht tot

$$M_D = \frac{8\gamma_D + 7}{4\gamma_D + 10} G \frac{a}{4} = \frac{49{,}568 \times 65}{31{,}284 \times 4} G =$$

$$25{,}747 \; G = 115{,}86 \text{ ton c.M.},$$

waarmede overeenkomt een maximum buigspanning van

$$\frac{115{,}86}{97{,}4} = 1{,}190 \text{ ton/c.M}^2.$$

Hoewel dit niet een spanning is om te zeggen, dat door deze vermindering van den dwarsliggerafstand een railverzwaring overbodig zou worden gemaakt, zoo moet de wijziging toch ook met het oog op de zwakte van de tegenwoordig gebruikte rail een goede verbetering worden geacht, waar niet alleen als uitkomst der berekening de spanning zou worden teruggebracht op 93 % van de tegenwoordige, maar ook de dwarsliggers in verband met den geringen ballastdruk hun hoogteligging beter zullen kunnen handhaven en de vermeerdering van de spanning als gevolg van de slechte ligging van het spoor en de dynamische werking der voertuigen, daardoor percentsgewijze veel geringer zal zijn.

Speciaal voor de berglijnen der S.S., waar de zevenassige Mallet Rimrottlocomotief loopt, zou dus voor een dergelijke baanverbetering zeer veel te zeggen zijn, maar ook voor de vlaktelijnen, waar locomotieven met grooter radstand loopen, moet bij de spoorwegen met 1,067 M wijdte de invloed van de vermindering van den dwarsliggerafstand op den maximum ballastdruk niet onderschat worden.

Om hierin een goed inzicht te krijgen, is het noodig de belastingstoestanden V en VI, die in fig: 33 zijn voorgesteld, aan een nader onderzoek te onderwerpen.

In fig: 34 zijn de krachten en momenten, die bij de berekening in aanmerking komen, aangegeven en het is de verhouding, die bestaat tusschen de max. dwarsliggerreactie P en den raddruk G, die voor deze beschouwingen van belang is.

Voor beide gevallen zijn de momenten M te berekenen uit de vergelijking, die uitdrukt, dat, indien de rail in de gearceerde doorsnede is ingeklemd, de hoekverandering aan het einde bij A gelijk o moet zijn. Andere vergelijkingen worden gevonden door uit te drukken, dat het verschil in doorzakking van de rail onder de geteekende krachten tusschen twee punten, waar de reacties aangrijpen b. v. E en F gelijk is aan het verschil in de zakkingen van de dwarsliggers en dus gelijk is aan $\frac{P - P_2}{D}$, als D de weerstand van den dwarsligger is. Door deze vergelijkingen op te stellen en in de formules voor $\frac{6\,E\,I}{a^3}$ de bekende kracht B in de plaats te zetten, is te berekenen, dat voor

belastingstoestand V $\quad P = \frac{\gamma + 1}{3\gamma + 1}\,G$ en voor

belastingstoestand VI $\quad P = \frac{2\gamma^2 + 5{,}85\,\gamma + 2{,}35}{5\gamma^2 + 13\,\gamma + 2{,}2}\,G$

De wijze, waarop deze verhoudingen tusschen P en G voor verschillende waarden van γ veranderen, is grafisch in fig: 35 voorgesteld. Ook de verhoudingen voor de reeds besproken belastingstoestanden zijn hierop ter vergelijking nogmaals aangegeven.

Voor een sneltreinlocomotief met ± 2,00 M radstand zou bij een normalen dwarsliggerafstand van 80 c.M. de belastingstoestand VI maatgevend zijn. Door vermindering van den dwarsliggerafstand van 80 tot 67 c.M. zou niet alleen de waarde van γ $\frac{3^3}{2{,}5^3} = \frac{27}{15{,}625} =$ 1,73 maal zoo groot worden, maar ook belastingstoestand V meer overeenkomstig den werkelijken toestand en dus maatgevend zijn voor de berekening van den ballastdruk.

Bij een radstand van 1,60 M en een spoor met dwarsliggerafstand 80 c.M. is belastingstoestand II voor de berekening van den ballastdruk te gebruiken. Bij vermindering van den dwarsliggerafstand tot 64 c.M., zou belastingstoestand VI maatgevend worden en zooals uit het verloop der lijnen in fig: 35 te zien is, zou een grootere ballastdrukvermindering gekregen worden, dan door eenige verzwaring van de rail te bereiken zou zijn.

Uit het bovenstaande moge duidelijk blijken, dat berekeningen ter vergelijking van sporen met verschillenden dwarsliggerafstand, zooals die vroeger voor de sporen A, B en C zijn opgesteld, in zoover onnauwkeurig zijn, dat geen rekening is gehouden met den zooveel gunstiger belastingstoestand, wanneer de dwarsliggerafstand geringer wordt. Waar dus bij belasting met een enkelen last reeds de voorkeur werd gegeven aan spoor B, boven spoor A, zoo zal hier nog te eerder aanleiding toe bestaan, als men de vermindering van den druk op den dwarsligger in verband met den gewijzigden belastingstoestand in het oog houdt voor een *laststelsel*.

Tevens moge uit het bovenstaande blijken, dat een vlaktelijnlocomotief met groote radstanden een grootere radbelasting mag bezitten dan een berglijnmachine met korte radstanden om voor eenzelfde spoor bij statische belasting eenzelfden maximum ballastdruk te veroorzaken.

Ook in de vlaktelijnen der S. S. is alzoo een vermindering van den dwarsliggerafstand bij het gebruik van machines met zware assen aan te raden; daardoor wordt ook volgens deze theorie in die lijnen een grootere ballastdrukvermindering verkregen dan door eenige verzwaring van de rail kan worden bereikt.

DE RAILLASSCHEN.

Het materiaal, waarvan de laschplaten zijn vervaardigd, is vloeiijzer, bereid volgens het Siemens Martin proces. Het bezit een trekvastheid van ± 40 KG/mM² en een kwaliteitsgetal van 900 bij een beproevingslengte van 200 m.M. De gaten moeten in kouden toestand tegelijk worden geponsd. Omtrent de wijze, waarop het gedeelte van den vleugel van het walsprofiel moet worden afgenomen, worden geen voorschriften gegeven.

De elasticiteitsgrens van het materiaal ligt ongeveer bij 2000 KG/cM².

In het algemeen zijn de lasschen en speciaal de laschplaten het zwakke punt van elke baan.

Aan de laschplaten werd vroeger meerendeels een betrekkelijk gering traagheidsmoment toebedeeld. Aangezien de in de laschplaten optredende momenten afhankelijk zijn van het traagheidsmoment van de laschplaten en met dit traagheidsmoment afnemen, zoo behoefde dit niet altijd te leiden tot het optreden van voor een laschplaat abnormaal hooge spanningen en bestond het groote nadeel, dat aan een dergelijke distributie verbonden was, daarin, dat wegens de plaatselijk voorkomende geringere stijfheid het spoor bij de lasschen in de baan zakte (kattenruggen), hetgeen bij de S.S. op Java in sterke mate het geval was, toen de laschplaten, zooals die in fig: 36 geschetst zijn, nog in gebruik waren.

Ik zette hierboven voor een laschplaat abnormaal hooge spanningen, omdat in het algemeen de spanningen in de laschplaten hooger zijn dan in de rail.

In verband hiermede mag het wel irrationeel geacht worden de laschplaat van vloeiijzer te maken, als de rail van staal is. Ook voor de laschplaat zal men toch moeten waken tegen overschrijding van de elasticiteitsgrens in het materiaal.

Behalve dat in de laschplaat hooge buigspanningen optreden, hebben zoowel rail als laschplaat in hunne aanrakingsoppervlakken een abnormaal hoogen druk te verduren. Het staal van de rail zal zich, teneinde aan een

bepaalden druk weerstand te kunnen bieden met een kleiner oppervlak vergenoegen dan het vloeiijzer van de laschplaat, zoodat althans zeker in den beginne het vlakje van de laschplaat overbelast en het ijzer weggedrukt wordt.

Uit den aard der zaak heeft bij het telkens weder overbrengen van een druk bij de aanraking van twee oppervlakken de minste slijtage plaats als beide oppervlakken dezelfde hardheid bezitten.

Het lijkt een voordeel, dat men, indien de laschplaat van vloeiijzer is, zeker weet, dat de minder dure laschplaat het eerst voor vervanging in aanmerking zal komen, doch hierbij zou de zuinigheid de wijsheid bedriegen, aangezien na eenige treinovergangen de rail zich reeds dadelijk in de laschplaat drukt, waardoor er dus dadelijk reeds eenige speling tusschen de rail en de laschplaat ontstaat, zeer ten nadeele van het spoor.

De wijze, waarop zich een stalen rail in een vloeiijzeren laschplaat werkt, blijkt ten duidelijkste uit de voorstelling van de bovenzijde van een laschplaat, waarop de afwijkingen van het oorspronkelijk horizontale bovenvlak vijfmaal vergroot zijn voorgesteld (zie fig 37).

Ook bij gebruik van stalen laschplaten zal iets dergelijks nog wel moeten voorkomen, maar natuurlijk in veel geringere mate.

Indien men de buigspanningen, die in het midden van de laschplaat volgens hoofdstuk III optreden n.l. voor C = 3 1223 KG/c.M² en voor C = 8 957 KG/c.M² vergelijkt met die, welken blijkens opgaven in de handboeken, in de laschplaten bij andere sporen optreden, dan kunnen deze de vergelijking zeer wel doorstaan.

Een misvatting moet het echter worden genoemd, de laschplaat nabij de einden zoodanig te verzwakken, dat aldaar buigspanningen optreden van 1613 KG/cM² en bij juistere berekening van 1724 KG/c.M² voor een statische belasting.

Het lijdt geen twijfel, of de dynamische werkingen van de locomotief kunnen de radbelastingen zoodanig vergrooten, dat in de laschplaat de elasticiteitsgrens wordt overschreden en waar dit geschiedt, verkrijgt de laschplaat een blijvende doorbuiging, die haar beduidend minder werkzaam doet zijn.

Uit den aard der zaak kan uit een berekening geen verder strekkende conclusie worden getrokken, dan dat de elasticiteitsgrens wordt overschreden. Boven de elasticiteitsgrens gedraagt de vormverandering zich immers volgens geheel andere wetten dan in de berekeningen werd vooropgesteld. Waar in de praktijk zelfs scheuren ontstaan in de hoeken, waar de verzwaring begint (zie fig: 38), daar treedt de ondoelmatigheid wel zeer duidelijk aan het licht.

Uit proeven door den ingenieur der S. S. P. A. Roelofsen genomen, bleek, dat het ontstaan van de scheuren het gevolg moet geacht worden van het mishandelen van het materiaal bij het gedeeltelijk verwijderen van den vleugel. In laschplaten, waarbij de hoek werd nageboord, waarbij dus het materiaal, dat reeds met kleine scheurtjes zou zijn behept, verwijderd werd, bleken geen scheuren meer te ontstaan en zoo ook in laschplaten, die werden uitgegloeid, voordat ze in de baan werden gelegd.

Het resultaat van deze bewerkingen kan worden geacht te wezen, dat de laschplaat daardoor een grootere blijvende vormverandering kan verkrijgen, alvorens zij scheuren vertoont; dat zij dus voldoende taai wordt om zonder direct waarneembare uitwendige teekenen de vormverandering zoover voort te zetten en in verband daarmede hare werkzaamheid zoodanig te verminderen, dat ze het door haar dan nog op te nemen thans gereduceerde moment verder zonder schade kan uithouden. Dat de laschplaten door deze bewerkingen voldoende sterk zouden worden, valt uit het niet breken geenszins te concludeeren.

Men moet bij deze beschouwingen wel in het oog houden, dat de laschplaat meer belast wordt, naarmate zij zelf stijver is. Ook zonder een laschplaat toe te passen zou het rad van de eene rail op de andere kunnen loopen. In overeenstemming hiermede zal een laschplaat niet licht geheel doorscheuren, want zoodra door het ontstaan van de scheur de vormverandering van de laschplaat nagenoeg geen arbeid meer vereischt (bij belasting gaat de scheur een weinig meer open en weder dicht) treedt ook in de laschplaat nagenoeg geen moment meer op, waarmede de oorzaak van het scheuren verdwijnt.

Voor de volledigheid zij hier nog bijgevoegd, dat de vleugellaschplaten, mits zij niet scheuren, het spoor beduidend stijver maken dan de vóór dien gebruikte laschplaten en de overgang van deze laatste tot de eerste dus wel degelijk een verbetering mocht worden genoemd. Het doel van het bovenstaande betoog is dan ook aan te toonen, dat men bij gebruik van een zelfde hoeveelheid materiaal een doelmatiger laschplaat kan construeeren.

Hoewel door een oordeelkundige keuze van de plaats, waar en de wijze, waarop de vleugel zal worden verwijderd, het ontstaan van de hooge buigspanningen zou kunnen worden vermeden, zoo zal men toch met deze laschplaat niet tevreden wezen.

Bij beschouwing van de doorsnede van de laschplaat, zie fig. 6, moet het dadelijk opvallen, dat deze een te grilligen vorm heeft, dan dat er een rationeele spanningsverdeeling over de geheele doorsnede kan ontstaan. Waar de krachten in hoofdzaak op de eigenlijke laschplaat aangrijpen, daar zou het veerend gedeelte, waarmee de vleugel aan het geheel verbonden is, den vleugel moeten dwingen bij vormverandering zijn oorspronkelijken afstand tot de neutrale as te bewaren.

Het zou een studie op zich zelf zijn, te onderzoeken, hoe een staaf met een dergelijke doorsnede zich bij buiging gedraagt en in hoever toegegeven wordt aan de neiging, die moet bestaan, om bij een verticale

belasting niet alleen in verticalen zin maar ook in horizontalen zin door te buigen, waarbij het veerend gedeelte zich dan ook nog vervormt en welke beide laatste vormveranderingen samenwerken om den eigenlijken vleugel minder werkzaam te doen zijn.

Niet alleen wegens het overschrijden van de elasticiteitsgrens, maar ook in verband met dit veeren zijn de laschplaten dus in hare werking niet gelijk aan die met het traagheidsmoment, zooals dat in de berekening is vooropgesteld.

Dat men bij dezen vorm van laschplaten en toepassing van het T stuk de rail een degelijken steun aan den voet zoude geven, moet, zooals reeds werd betoogd, ten sterkste worden betwijfeld, zoomede ben ik van oordeel, dat, waar het bij de lasch er vooral op aankomt, de laschplaat den railkop goed te doen ondersteunen nabij het midden van de lasch, het ten eenen male verwerpelijk moet geacht worden, ten koste van een goede aansluiting bij den railkop te trachten den voet ook nog een steun op de laschplaten te verschaffen.

De constructie bij de „Gotthardbahn" toegepast en in fig 39 geschetst is mede een voorbeeld van een dergelijke poging.

Nog meer dan bij de vleugellaschplaten zal het aandrijven van de wiggen tot gevolg hebben, dat het aanrakingsvlak van de laschplaat bij A eenigszins naar beneden wordt getrokken, dus de aanraking bij den kop van de rail niet plaats heeft. Tracht echter de voet van de rail een steun te vinden op de wiggen, dan heeft het gedeelte van de laschplaat, gelegen tusschen de doorsneden bij C en D, waarin dan een buigingsmoment optreedt, de gelegenheid te buigen en zou de ondersteuning van den railvoet eerst goed in werking komen, wanneer het vlak CD geheel aansloot met den railvoet. Vóór dien tijd treedt echter het vlak bij A in werking en men zou dus alleen bereikt hebben, dat de laschplaat eenigszins later de rail steun gaat verleenen, zooals dit met eenigszins afgesleten laschplaten steeds het geval is.

Ten einde hierin verbetering te brengen, zoude men het vlak CD van den beginne af geheel kunnen doen aansluiten aan den railvoet. Bij eenigszins slecht afwerken van laschplaat of rail zou men dan echter den toestand kunnen verkrijgen, dat slechts bij den railvoet aanraking verkregen wordt bij het einde van den voet, hetgeen wederom niet gewenscht is.

In de praktijk blijken de bij de St. Gotthardbahn gebruikte laschplaten eveneens niet te voldoen.

Bij een constructie van de lasch zal men er dus van afzien den railvoet te ondersteunen; men zal de laschplaat van staal maken en plotselinge vermeerdering van de doorsnede, zooals die hier bij de laschplaat van de Staatsspoorwegen op Java voorkomt, als onconstructief vermijden. Het is een bekend feit, dat een dergelijke plotselinge vermeerdering van het traagheidsmoment het ontstaan van scheuren in de hand werkt, waartoe vooral de optredende schuifspanning in den hoek het hare bijdraagt.

De optredende spanningen in de laschplaat worden zeer sterk beinvloed door den afstand van de aansluitende dwarsliggers. Wil men niet tot een andere soort van laschconstructie overgaan, dan zal men met het oog op het onderstoppen, den dwarsliggerafstand niet geringer dan 52 c.M. willen nemen en verdient een laschplaat, zooals die in fig: 40 is geteekend en die overeenkomstig een, bij de Pruisische Staatsspoorwegen in gebruik zijnd model, is geconstrueerd, en een gewicht van 9,1 KG bezit, aanbeveling.

Het traagheidsmoment van de doorsnede van deze laschplaat. = 301,9 c.M^4

In de berekening wordt in verband met de verzwakking door het afsnijden van den vleugel ingevoerd

$i = \frac{9}{10} \times 2 \times 301,9 =$ = 543,4 c.M^4

Het oppervlak van de doorsnede = 28,8 c.M^2

Het wederstandsmoment van een doorsnede over het midden van de laschplaat = 46,1 c.M^3

Het wederstandsmoment over de meest verzwakte doorsnede, gelegen op den afstand 5,7 c.M van het einde, = 15,3 c.M^3

Ten einde de meerdere doelmatigheid van deze laschplaat tegenover de thans in gebruik zijnde te doen uitkomen, zijn de optredende spanningen bepaald voor het spoor, dat reeds vroeger aangeduid werd met A, dat wil zeggen, waarbij de dwarsliggers lang zijn 2,20 M en de normale dwarsliggerafstand 81 c.M. bedraagt. Teneinde den invloed na te gaan, die een wijziging in de dwarsliggerverdeeling heeft op de optredende spanningen, zijn deze laatste mede berekend voor de sporen genoemd B, C en D.

De uitkomsten der berekeningen zijn hieronder in een lijst gerangschikt.

Aanduiding van het spoor	A	B	C	D
Dwarsliggerlengte in c.M.	220	200	180	200
Normale dwarsliggerafstand in c.M.	81	73,6	66,3	65
Dwarsliggerafstand bij de lasch in c.M.	52,6	52,6	52,6	52,6
G in ton	4,5	4,5	4,5	4,5
γ	2,611	3,665	5,491	5,321
R_{max} in ton	4,202	4,251	4,266	4,197
Mom_{max} in ton c.M.	110,51	111,80	112,20	110,38
Mom. op 5,7 c.M. van het einde in ton c.M.	23,951	24,231	24,316	23,923
Max. buigspanning in het midden in ton/c.M.^{2}	1,199	1,213	1,217	1,197
Max. buigspanning op 5,7 c.M. van het einde in ton/c.M^2.	0,783	0,792	0,795	0,782

Bij vergelijking van de voor spoor A gevonden cijfers met die, welke voor de thans gebruikte laschplaat

berekend zijn voor C = 3 en rekening houdende met de inknijping van de houten dwarsliggers, treedt de superioriteit van deze laschplaat duidelijk aan het licht.

Had men bij de beoordeeling van de deugdelijkheid van de laschplaat enkel met de optredende buigspanningen te maken, dan zou hiermede het vraagstuk opgelost zijn.

Waar spoor D met een normalen dwarsliggerafstand van 65 c.M. wordt aanbevolen, omdat hierbij een zoo gunstige verdeeling plaats heeft van den asdruk over de nabij gelegen dwarsliggers, daar rijst de vraag, in hoever de lasch thans in staat is om bij onmiddellijke belasting van de rail boven een der dwarsliggers bij de lasch den aan de andere zijde van de lasch gelegen dwarsligger te doen mededragen en dus den onmiddellijk belasten dwarsligger gedeeltelijk te ontlasten.

De beantwoording van deze vraag, die voor de stijfheid van de lasch beslissend is, vereischt een afzonderlijke theoretische beschouwing.

In fig: 41 is deze belastingstoestand voorgesteld.

Om het vaagstuk zoo algemeen mogelijk op te zetten, wordt aangenomen, dat de lengte van de laschplaat afwijkt van den dwarsliggerafstand bij de lasch.

Zooals op de figuur is aangegeven wordt genoemd

de halve laschplaatlengte	a_0
de halve dwarsliggerafstand bij de lasch	a_1
de dwarsliggerafstand op de lasch volgend	a

De belastingstoestand, zooals die is voorgesteld, komt het meest overeen met die, welke vroeger met III is aangeduid en waarvoor $P = \frac{\gamma + 2}{3\gamma + 2} G$. Om naderhand de stijfheid van de lasch met die van het gewone spoor te vergelijken moeten dus de uitkomsten der berekening worden vergeleken met die voor belastingstoestand III voor het gewone spoor.

De reacties, die de dwarsliggers geven, worden P, P_1 en P_2 genoemd. In verband met den evenwichtstoestand van de laschplaat zijn de krachten, die door de laschplaat op de rail worden uitgeoefend, te bepalen op $P_2 \frac{a_1}{a_0}$ en $P_2 \frac{a_1 + a_0}{a_0}$, zooals die in fig 41 zijn aangegeven.

De krachten, door de rail op de laschplaat uitgeoefend, zijn gelijk aan, doch tegengesteld van teeken met, de hier geteekende.

In de berekeningen wordt genoemd:

het traagheidsmoment van de rail	$= \mathfrak{J}$
het traagheidsmoment van twee laschplaten	$= i$
de weerstand van den dwarsligger	$= D$
de speelruimte tusschen rail en laschplaat	$= e$

Onder de werking van deze krachten vervormen rail en laschplaat zich, zooals in fig: 42 is voorgesteld.

De zakking der verschillende punten wordt voorgesteld door y met verschillende indexen, zooals die in de teekening zijn aangegeven.

P is de reactie van den onmiddellijk belasten dwarsligger, die berekend moet worden.

Uit het evenwicht der uitwendige krachten volgt:

I) $P + P_1 + P_2 = G$ en II) $P_1 a = 2 P_2 a_1$ of $P_1 = P_2 \frac{2 a_1}{a}$

Een derde vergelijking wordt geleverd door de voorwaarde, waaraan de vormverandering moet voldoen. Om deze voorwaarde in vergelijkingen te kunnen brengen, wordt ingevoerd de onbekende φ n. l. de hoek, die de raaklijn in p_0 aan de vervormde elastische lijn der rail maakt met den horizon.

Indien de rail in p_0 ingeklemd wordt gedacht onder den hoek φ, zoo valt voor de vormverandering van de rail neer te schrijven:

$$y_1 = y - a\varphi - P_1 \frac{a^3}{3 E \mathfrak{J}} + P_2 \frac{a_1}{a_0} \frac{(a_0 - a_1)^3}{3 E \mathfrak{J}} +$$

$$+ P_2 \frac{a_1}{a_0} \frac{(a_0 - a_1)^2}{2 E \mathfrak{J}} (a + a_1 - a_0),$$

of in verband met II

$$y_1 = y - a\varphi - P_2 \frac{4 a_1 a^2 - \frac{a_1}{a_0}(a_0 - a_1)^2 (3a + a_1 - a_0)}{6 E \mathfrak{J}}$$

Stellende $\frac{4 a_1 a^2 - \frac{a_1}{a_0}(a_0 - a_1)^2 (3a + a_1 - a_0)}{6 E \mathfrak{J}} = J$ en vervangende y_1 door $\frac{P_1}{D}$ en y door $\frac{P}{D}$, wordt de laatste vergelijking

$$\text{III)} \quad \frac{P_1 - P}{D} = - a\varphi - J P_2$$

Verder valt te berekenen

$$y' = y - (a_0 - a_1)\varphi - P_1 (a + a_1 - a_0) \frac{(a_0 - a_1)^2}{2 E \mathfrak{J}} + (P_2 \frac{a_1}{a_0} - P_1) \frac{(a_0 - a_1)^3}{3 E \mathfrak{J}},$$

dus in verband met II

$$y' = y - (a_0 - a_1)\varphi - P_2 \frac{(a_0 - a_1)^2 \left\{ 6 \frac{a_1}{a} (a + a_1 - a_0) - 2 (\frac{a_1}{a_0} - \frac{2 a_1}{a}) (a_0 - a_1) \right\}}{6 E \mathfrak{J}},$$

terwijl $\overline{p_3\ p_4} = e$ en

$$\overline{p_4\ p_6} = P_2\ \frac{a_1}{a_0}\ \frac{(a_0 - a_1)^3}{3\ E\ i}$$

De afstand $\overline{p_8\ p_6} = y^1 + \overline{p_3\ p_4} + \overline{p_4\ p_6}$, zoodat

$$\overline{p_8\ p_6} = y - (a_0 - a_1)\ \varphi - P_2\left[\frac{(a_0 - a_1)^2\left\{6\ \frac{a_1}{a}\ (a + a_1 - a_0) - 2\left(\frac{a_1}{a_0} - \frac{2\,a_1}{a}\right)\ (a_0 - a_1)\right\}}{6\ E\ \mathfrak{J}} -\right.$$

$$\left. - \frac{a_1}{a_0}\ \frac{(a_0 - a_1)^3}{3\ E\ i}\right] + e$$

Ook valt te berekenen

$$y'' = y + a_1\ \varphi - P_2\ \frac{a_1 + a_0}{a_0}\ \frac{a_1^3}{3\,E\,\mathfrak{J}},\ \text{zoodat}$$

$$\overline{p_8\ p_6} - y'' = -a_0\,\varphi - P_2\left(\frac{(a_0-a_1)^2\left\{6\,\frac{a_1}{a}\,(a+a_1-a_0) - 2\left(\frac{a_1}{a_0} - \frac{2a_1}{a}\right)(a_0-a_1)\right\} - 2\,\frac{a_1+a_0}{a_0}\,a_1^3}{6\ E\ \mathfrak{J}} -\right.$$

$$\left. - \frac{a_1}{a_0}\,\frac{(a_0 - a_1)^3}{3\ E\ i}\right) + e$$

en thans de zakking in het punt p_2 te berekenen is op

$$y_2 = y'' - \frac{a_1}{a_0}\ (\overline{p_8\ p_6} - y'') - P_2\ \frac{a_1^3}{3\ E\ i}\ \text{of}$$

$$y_2 = y + a_1\,\varphi - P_2\,\frac{a_1 + a_0}{a_0}\,\frac{a_1^3}{3\ E\ \mathfrak{J}} + a_1\,\varphi + P_2\left[\frac{\frac{a_1}{a_0}(a_0-a_1)^2\left\{6\,\frac{a_1}{a}\,(a+a_1-a_0) - 2\left(\frac{a_1}{a_0} - \frac{2a_1}{a}\right)(a_0-a_1)\right\} - 2\,\frac{a_1+a_0}{a_0^2}\,a_1^4}{6\ E\ \mathfrak{J}} -\right.$$

$$\left. - \frac{a_1^2}{a_0^2}\ \frac{(a_0 - a_1)^3}{3\ E\ i}\right] - P_2\,\frac{a_1^3}{3\ E\ i} - \frac{a_1}{a_0}\,e,$$

zoodat

$$y_2 - y = 2\,a_1\,\varphi + P_2\left[\frac{\frac{a_1}{a_0}\,(a_0 - a_1)^2\left\{6\,\frac{a_1}{a}\,(a+a_1-a_0) - 2\left(\frac{a_1}{a_0} - \frac{2a_1}{a}\right)(a_0-a_1)\right\} - 2\,\frac{a_1+a_0}{a_0}\,a_1^3\,(1+\frac{a_1}{a_0})}{6\ E\ \mathfrak{J}} -\right.$$

$$\left. - \frac{a_1^2\left\{\frac{(a_0 - a_1)^3}{a_0^2} + a_1\right\}}{3\ E\ i}\right] - \frac{a_1}{a_0}\ e$$

Wordt $y_2 - y$ vervangen door $\frac{P_2 - P}{D}$ en

stelt men $\dfrac{\frac{a_1}{a_0}\ (a_0 - a_1)^2\left\{6\ \frac{a_1}{a}\,(a+a_1-a_0) - 2\left(\frac{a_1}{a_0} - \frac{2a_1}{a}\right)\ (a_0 - a_1)\right\} - 2\,\frac{a_1+a_0}{a_0}\ a_1^3\ (1 + \frac{a_1}{a_0})}{6\ E\ \mathfrak{J}} = L$

en $\dfrac{a_1^2\left\{\frac{(a_0 - a_1)^3}{a_0^2} + a_1\right\}}{3\ E\ i} = N$, zoo luidt de laatste formule:

$$\text{IV)} \qquad \frac{P_2 - P}{D} = 2\,a_1\,\varphi + (L - N)\,P_2 - \frac{a_1}{a_0}\,e$$

uit I en II volgt: $P_1 = (G - P)\,\frac{2\,a_1}{a + 2\,a_1}$ en $P_2 = (G - P)\,\frac{a}{a + 2\,a_1}$

dit gesubstitueerd in de formules III en IV, zoo wordt verkregen:

$$\text{III)} \qquad \frac{(G - P)\,\frac{2a_1}{a+2a_1} - P}{D} = -\,a\,\varphi - J\,(G - P)\,\frac{a}{a + 2a_1} \text{ en}$$

$$\text{IV)} \qquad \frac{(G - P)\,\frac{a}{a+2a_1} - P}{D} = 2a_1\,\varphi + (L - N)\,(G - P)\,\frac{a}{a+2a_1} - \frac{a_1}{a_0}\,e$$

Door eliminatie van φ wordt verkregen

$$\frac{(G - P)\,\frac{a^2 + 4\,a_1^2}{a + 2\,a_1} - P\,(a + 2a_1)}{D} = (L - N)\,(G - P)\,\frac{a^2}{a + 2a_1} - J\,(G - P)\,\frac{2\,aa_1}{a + 2a_1} - \frac{a_1\,a}{a_0}\,e,$$

zoodat

$$P = (G - P)\left(\frac{a^2 + 4a_1^2}{(a + 2a_1)^2} + \frac{D}{a + 2a_1}\left\{\frac{2aa_1}{a + 2a_1}\,J - \frac{a^2}{a + 2a_1}\,(L - N)\right\}\right) + \frac{a_1 a}{a_0\,(a + 2a_1)}\,De$$

$$P = \frac{G\left(\frac{a^2 + 4a_1^2}{(a + 2a_1)^2} + \frac{D}{a + 2a_1}\left\{\frac{2\,aa_1}{a + 2a_1}\,J - \frac{a^2}{a + 2a_1}\,(L - N)\right\}\right) + \frac{a_1\,a}{a_0\,(a + 2a_1)}\,De}{1 + \frac{a^2 + 4a_1^2}{(a + 2a_1)^2} + \frac{D}{a + 2a_1}\left\{\frac{2\,aa_1}{a + 2a_1}\,J - \frac{a^2}{a + 2a_1}\,(L - N)\right\}}$$

of

$$P = \frac{G\left(a^2 + 4a_1^2 + D\left\{2\,aa_1\,J - a^2\,(L - N)\right\}\right) + \frac{a_1 a\,(a + 2a_1)}{a_0}\,De}{(a + 2a_1)^2 + \left(a^2 + 4a_1^2 + D\left\{2a\,a_1\,J - a^2\,(L - N)\right\}\right)}$$

Teller en noemer door a^2 gedeeld en stellend

$$\frac{a_0}{a} = \alpha_0$$

$$\frac{a_1}{a} = \alpha_1$$

$$\frac{a_1}{a_0} = \alpha_2 \qquad \text{wordt}$$

$$P = \frac{G\,[1 + 4\,\alpha_1^2 + D\,(2\,\alpha_1\,J - L + N)] + \alpha_2\,(1 + 2\,\alpha_1)\,De}{(1 + 2\,a_1)^2 + [1 + 4\,\alpha_1^2 + D\,(2\,\alpha_1\,J - L + N)}\,,$$

in welke formule alzoo

$$J = \frac{4\,a_1\,a^2 - \alpha_2\,(a_0 - a_1)^2\,(3\,a + a_1 - a_0)}{6\,E\,\mathfrak{J}}$$

$$L = \frac{\alpha_2\,(a_0 - a_1)^2\left\{6\,\alpha_1\,(a + a_1 - a_0) - 2\,(\alpha_2 - 2\,\alpha_1)\,(a_0 - a_1)\right\} - 2\,(1 + \alpha_2)^2\,a_1^3}{6\,E\,\mathfrak{J}}$$

$$N = \frac{\alpha_2^2 \left\{ (a_0 - a_1)^3 + a_0^2 \, a_1 \right\}}{3 \, E \, i}$$

Wordt deze rekenwijze toegepast op de lasch in fig. 40 voorgesteld, waarvoor

$a_0 = a_1 = 26{,}3$ c.M alzoo $a_0 - a_1 = o$ en $\alpha_2 = 1$, zoo wordt

$$J = \frac{4 \, a_1 \, a^2}{6 \, E \, \mathfrak{J}} = \frac{4 \times 26{,}3}{6 \times 2200 \times 538{,}3} a^2 = 0{,}0000148053 \, a^2$$

$$L = - \frac{2 \, (1 + \alpha_2)^2 \, a_1^3}{6 \, E \, \mathfrak{J}} = - \frac{8 \times 26{,}3^3}{6 \times 2200 \times 538{,}3} = - \, 0{,}0204813661$$

$$N = \frac{\alpha_2^2 \, a_0^2 \, a_1}{3 \, E \, i} = \frac{1 \times 26{,}3^3}{3 \times 2200 \times 543{,}4} = 0{,}0050722853 \quad ,$$

zoodat

$$- L + N = 0{,}0255536514$$

en

$$P = \frac{G \, [1 + 4 \, \alpha_1^2 + D \, (0{,}0000148053 \times 2 \, \alpha_1 \, a^2 + 0{,}02555365)] + (1 + 2 \, \alpha_1) \, De}{(1 + 2 \, \alpha_1)^2 + [1 + 4 \, \alpha_1^2 + D \, (0{,}0000148053 \times 2 \, \alpha_1 \, a^2 + 0{,}02555365)]}$$

De resultaten der berekeningen voor de sporen A, B, C en D zijn hieronder in een lijst gerangschikt. In de laatste rij is

$$P_{III} = \frac{\gamma + 2}{3\gamma + 2} G$$

ter vergelijking toegevoegd n. l. de reactie van den dwarsligger, zooals die voorkomt volgens belastingstoestand III in het onafgebroken spoor.

Berekening van de maximum dwarsliggerreactie bij de lasch bij gebruik van de laschplaat voorgesteld in fig: 40.

voor de sporen	A	B	C	D
dwarsligger	220 × 22 × 12	200 × 22 × 12	180 × 22 × 12	200 × 22 × 12
a	81	73,6	66,3	65
$a_1 = a_0$	26,3	26,3	26,3	26,3
$\alpha_0 = \alpha_1 = \frac{a_0}{a}$	0,3247	0,3573	0,3967	0,4046
$\alpha_2 = \frac{a_1}{a_0}$	1	1	1	1
J	0,0971376	0,0801997	0,0650795	0,0625524
L	— 0,0204814	— 0,0204814	— 0,0204814	— 0,0204814
N	0,0050723	0,0050723	0,0050723	0,0050723
D	5,116	4,860	4,438	4,860
P	0,4080 G + 1,8361e	0,3942 G + 1,7170e	0,3801 G + 1,5340e	0,3822 G + 1,6596e
γ	2,611	3,665	5,491	5,321
P_{III}	0,4689 G	0,4359 G	0,4055 G	0,4076 G

Bij nieuwe rails en laschplaten, waarbij de totale speelruimte e gelijk o kan worden gesteld, zou dus de lasch in betere conditie zijn tegenover een statische belasting dan het onafgebroken spoor.

Wanneer de speelruimte e bij spoor D gelijk 0,0153 G, dus voor G = 4,5 ton 0,07 cM. gaat bedragen, is de druk P gelijk P_{III} .

Een afslijting van 0,7 m.M zal reeds spoedig bereikt zijn en zelfs afslijtingen van 1,5 m.M. nabij midden bovenkant en 1,5 m.M. nabij eind onderkant laschplaat zullen in het algemeen geen zeldzaamheid zijn. Dan zal de ballast onder de dwarsliggers bij de lasch dus reeds in beduidend slechter conditie komen dan de ballast onder de dwarsliggers, die meer van de lasch zijn verwijderd, zelfs tegenover een statische belasting.

De invloed, dien e heeft op den dwarsliggerdruk P is blijkens de algemeene formule evenredig met

$$\alpha_2\ (1 + 2\ \alpha_1) \text{ of } \frac{a_1}{a_0}\left(1+2\frac{a_1}{a}\right)$$

Waar de halve lengte van de laschplaat a_0 en de normale dwarsliggerafstand a niet worden gewijzigd, is alzoo de invloed van de speelruimte tusschen rail en laschplaat te verminderen door den halven dwarsliggerafstand bij de lasch, a_1, geringer te nemen. Wat de berekening dan als uitkomst van P zal geven bij geringe wijziging van a_1, is niet zoo dadelijk te zeggen, hoewel de invloed niet groot kan zijn, waar P nu reeds 0,3822 G bedraagt en als absoluut minimum geen waarde onder 0,3333 G kan worden bereikt.

Waar het resultaat bij berekening met een statische belasting alzoo uitwijst, dat de ballast bij de lasch in zooveel slechtere conditie is dan die nabij het midden van de rail, zooveel te meer springt dat in het oog, als men in aanmerking neemt, dat de lasch steeds de stooten ondervindt van den overgang van het rad van de eene rail op de andere. Het is daarom niet voldoende een lasch zoodanig te construeeren, dat de dwarsliggers nabij de lasch bij statische belasting denzelfden druk ondervinden als de andere; zij moeten in betere conditie zijn, dat wil zeggen, onder een statische belasting een geringeren druk ondervinden.

Om dit te verkrijgen kan men de laschconstructie toepassen, zooals in fig. 43 is geteekend en waarbij de laschplaat van fig: 40, waarvan de vleugel is afgesneden, toepassing vindt. De dwarsliggers bij de lasch liggen naast elkaar, zoodat het onderstoppen van beide kanten kan plaats hebben. Om te onderzoeken, of nu de dwarsliggers bij de lasch in gunstiger conditie zijn, dan de andere dwarsliggers, wordt de druk P voor de dwarsliggers bepaald op het oogenblik, dat de last G zich juist op het punt van overgang van de eene rail op de andere bevindt, de plaats waar dus het stooten tegen de volgende rail plaats heeft. Het traagheidsmoment van de laschplaat bedraagt 104,4 c.M^4, zoodat de waarde van i is in te vullen met 208,8 c.M^4.

Om het vraagstuk zoo algemeen mogelijk op te zetten, wordt de belastingstoestand beschouwd, zooals die in fig. 44 is geteekend. De beteekenis van de gebruikte letters volgt uit de figuur. Voor het traagheidsmoment van de rail wordt in de formules $\mathfrak{J}$ ingevuld, voor dat van de twee laschplaten i. De speelruimte, die er tusschen de rail en de laschplaten in vertikalen zin bestaat, wordt op e cM. gesteld.

Bij deze laschconstructie zijn nog als afzonderlijke gevallen te berekenen, 1e de constructie, waarbij de reactie P van den dwarsligger op de rail aangrijpt en 2e de constructie, waarbij de reactie P op de laschplaten aangrijpt, waarbij deze dan beneden den railvoet moeten worden uitgebouwd.

Het eerste geval is in de hierbij gevoegde fig. 45, beschouwd.

Onderstellende, dat de radbelasting G voor de helft op elk der samenkomende railkoppen aangrijpt, is het geheel symmetrisch belast. Aannemende, dat de laschplaten in het midden horizontaal zijn ingeklemd, is de hoek φ, die de rails aldaar met de horizontale maken, te berekenen uit de voorwaarde, dat het verschil in doorbuiging tusschen de laschplaat en de rail e bedraagt ter plaatse, waar de afstand tot de oorspronkelijke hoogteligging met y^1 is aangeduid.

De wijze, waarop P bepaald is, blijkt uit den loop der onderstaande bewerkingen. *)

Voor het evenwicht gelden de vergelijkingen:

$$\text{I)}\quad P + P_1 = \frac{1}{2}\ G$$

$$\text{of}\quad P_1 = \frac{1}{2}\,G - P$$

$$\text{II)}\quad Pa_1 + P_1(a + a_1) = p\,a_0$$

$$\text{of}\quad p\,a_0 = \frac{1}{2}G(a+a_1) - Pa$$

Uit de vormverandering blijkt:

$$y^1 = y_0 - p\,\frac{a_0^3}{3\,E\,i} - e = y_0 - a_0\varphi - P\,\frac{a_1^3}{3\,E\,\mathfrak{J}} - P(a_0 - a_1)\,\frac{a_1^2}{2\,E\,\mathfrak{J}} + p\,\frac{a_0^3}{3\,E\,\mathfrak{J}} - P_1\,\frac{a_0^3}{3\,E\,\mathfrak{J}} - P_1(a + a_1 - a_0)\,\frac{a_0^2}{2\,E\,\mathfrak{J}}$$

of

$$a_0\varphi = \frac{1}{2}\ G\left(\frac{(a+a_1)\,a_0^2}{3\,E\,i} - \frac{a_0^2\,(a+a_1-a_0)}{6\,E\,\mathfrak{J}}\right) - P\left(\frac{a\,a_0^2}{3\,E\,i} + \frac{(a_0-a_1)^3 - a\,a_0^2}{6\,E\,\mathfrak{J}}\right) + e$$

*) Vergelijk hierbij de berekeningen van Dr. H. Zimmermann over de laschconstructie.

Verder is

$$y = y_0 - a_1\varphi - P\frac{a_1^3}{3E\mathfrak{J}} + p\frac{a_1^3}{3E\mathfrak{J}} + p(a_0 - a_1)\frac{a_1^2}{2E\mathfrak{J}} - P_1\frac{a_1^3}{3E\mathfrak{J}} - P_1 a\frac{a_1^2}{2E\mathfrak{J}}$$

of vereenvoudigd

$$y = y_0 - a_1\varphi - \frac{1}{2}G\frac{a_1^3\frac{a+a_1-a_0}{a_0}}{6E\mathfrak{J}} + P\frac{a_1^3\frac{a}{a_0}}{6E\mathfrak{J}},$$

terwijl

$$y_1 = y_0 - (a+a_1)\varphi - P\frac{a_1^3}{3E\mathfrak{J}} - Pa\frac{a_1^2}{2E\mathfrak{J}} + p\frac{a_0^3}{2E\mathfrak{J}} + p(a+a_1-a_0)\frac{a_0^2}{2E\mathfrak{J}} - P_1\frac{(a+a_1)^3}{3E\mathfrak{J}},$$

hetgeen vervormd kan worden tot

$$y_1 = y_0 - (a+a_1)\varphi - \frac{1}{2}G\frac{2(a+a_1)^3 - 3a_0(a+a_1)^2 + a_0^2(a+a_1)}{6E\mathfrak{J}} - P\frac{a_1^2(3a+2a_1) + aa_0(3a+3a_1-a_0) - 2(a+a_1)^3}{6E\mathfrak{J}}$$

Door y_1 van y af te trekken wordt verkregen

$$y - y_1 = a\varphi + \frac{1}{2}G\frac{2(a+a_1)^3 - 3a_0(a+a_1)^2 + a_0^2(a+a_1) - a_1^3\frac{a+a_1-a_0}{a_0}}{6E\mathfrak{J}} -$$

$$- P\frac{2(a+a_1)^3 - a_1^2(3a+2a_1) - aa_0(3a+3a_1-a_0) - a_1^3\frac{a}{a_0}}{6E\mathfrak{J}}$$

Nu is

$$y - y_1 = \frac{P - P_1}{D} = \frac{2P - \frac{1}{2}G}{D}, \quad \text{terwijl}$$

$$a\varphi = \frac{1}{2}G\left(\frac{(a+a_1)aa_0}{3Ei} - \frac{aa_0(a+a_1-a_0)}{6E\mathfrak{J}}\right) - P\left(\frac{a^2a_0}{3Ei} + \frac{(a_0-a_1)^3\frac{a}{a_0} - a^2a_0}{6E\mathfrak{J}}\right) + \frac{a}{a_0}e$$

Deze waarden in de formule ingevuld geeft:

$$\frac{2P - \frac{1}{2}G}{D} = \frac{1}{2}G\left(\frac{aa_0(a+a_1)}{3Ei} + \frac{2(a+a_1)^3 - 3a_0(a+a_1)^2 + a_0^2(a+a_1) + aa_0^2 - aa_0(a+a_1) - a_1^3\frac{a+a_1-a_0}{a_0}}{6E\mathfrak{J}}\right) -$$

$$- P\left(\frac{a^2a_0}{3Ei} + \frac{2(a+a_1)^3 - aa_0(3a+3a_1-a_0) - a_1^2(3a+2a_1) - a^2a_0 - \frac{a}{a_0}\left\{a_1^3 - (a_0-a_1)^3\right\}}{6E\mathfrak{J}}\right) + \frac{a}{a_0}e$$

Wordt nu gesteld:

$$\frac{2(a+a_1)^3 - 3a_0(a+a_1)^2 - a_0(a-a_0)(a+a_1) + aa_0^2 - a_1^3\frac{a+a_1-a_0}{a_0}}{6E\mathfrak{J}} = L_1$$

$$\frac{2(a+a_1)^3 - aa_0(3a+3a_1-a_0) - a_1^2(3a+2a_1) - a^2a_0 - \frac{a}{a_0}\left\{a_1^3 - (a_0-a_1)^3\right\}}{6E\mathfrak{J}} = N_1.$$

$$\frac{a^2a_0}{3Ei} = Q_1, \text{ zoodat } \frac{(a+a_1)aa_0}{3Ei} = \frac{a+a_1}{a}Q_1, \text{ dan is}$$

$$2P - \frac{1}{2}G = \frac{1}{2}GD\left(\frac{a+a_1}{a}Q_1 + L_1\right) - PD(Q_1+N_1) + \frac{a}{a_0}De,$$

$$\text{zoodat } P = \frac{\frac{1}{2}G\left(1 + D\left(\frac{a+a_1}{a}Q_1 + L_1\right)\right) + \frac{a}{a_0}De}{2 + D(Q_1+N_1)}$$

terwijl

$$p = \frac{1}{2} G \frac{a + a_1}{a_0} - P \frac{a}{a_0} \text{ en}$$

$$\varphi = \frac{1}{2} G \left(\frac{(a + a_1)a_0}{3 E i} - \frac{a_0(a + a_1 - a_0)}{6 E \mathfrak{J}} \right) -$$

$$- P \left(\frac{a a_0}{3 E i} + \frac{\frac{(a_0 - a_1)^3}{a_0} - a a_0}{6 E \mathfrak{J}} \right) + \frac{e}{a_0}$$

De hier gegeven berekeningen zijn opgesteld voor het geval, dat het rad van het voertuig juist op den overgang van den eenen railkop op den andere is geplaatst en dus beide railkoppen in vertikalen zin belast. Ziet men af van den invloed, dien de lengte van de speelruimte tusschen de rails op de berekening heeft, dus onderstelt men, dat de rails tegen elkaar sluiten, dan zal bij eene kleine verplaatsing van het rad, zoodat het geheel op den eenen railkop steunt, de gegeven berekening nog geldig zijn, indien de vooropgestelde vormverandering plaats grijpt, dat wil zeggen, indien de beide railkoppen, dus ook de niet direct belaste, nabij de voeg tegen het bovenvlak van de laschplaat blijven aandrukken.

De belastingstoestand is dan zooals in fig. 45 is geschetst.

Deze toestand kan alleen blijven bestaan, indien de krachten p_0 de geteekende richtingen hebben n.l. voor de rail naar boven gericht en voor de laschplaat naar beneden gericht. Voor de rail volgt uit de evenwichtsvoorwaarden der uitwendige krachten, dat

$$p_0 = p - (P + P_1) = p - \frac{1}{2} G$$

en p_0 heeft dus de geteekende richting, indien p grooter is dan $\frac{1}{2} G$.

Is dit laatste niet het geval, dan krijgen de krachten p_0 een andere richting en in verband met de speelruimte zal de vervorming meer gelijken op hetgeen in fig. 46 is geteekend.

Een rad, dat zich in de richting van het pijltje beweegt, zal in dit geval buitengewoon hard tegen den eenigszins opgezetten railkop stooten.

Zonder verdere berekening te maken, is reeds vooruit te zeggen, dat, indien het aangrijpingspunt van p, midden tusschen die van P en P_1 is gelegen, de toestand zooals in fig 46 is geschetst, reeds zal ontstaan. Omdat n.l. P grooter is dan P_1 en omdat de som van de momenten van p_0, P en P_1 tenopzichte van het aangrijpingspunt van de kracht p gelijk o is, moet p_0 reeds de negatieve richting verkrijgen.

Om te onderzoeken, of een lasch met betrekkelijk grooten dwarsliggerafstand a_1 en een betrekkelijk groot traagheidsmoment van de laschplaten i, de voorkeur verdient, boven een met een geringeren dwarsliggerafstand a_1 en een kleiner traagheidsmoment van de laschplaten i (men kan in het laatste geval geen zware laschplaten toepassen) zijn de grootheden, die over de deugdelijkheid van de lasch beslissen voor verschillende gevallen berekend en in bijgaande lijst gerangschikt.

Een dwarsligger van 200 × 22 × 12 cM^3 is hierbij toegepast, waarvoor D = 4,860 ton (de wederstand van den dwarsligger, dat is de grootte der krachten die, aangrijpende bij de twee bevestigingspunten van de rails, 1 cM zouden zakken).

Als normale dwarsliggerafstand wordt 65 cM vooropgesteld, de afstand, die bij gebruik van de locomotieven, zooals bij de Staatsspoorwegen op Java in gebruik en in het algemeen voor alle sporen met wijdte van 1,067 M, bijzondere economische voordeelen biedt.

Aanduiding der laschconstructie.	Lasch I	Lasch II	Lasch III	Lasch IV	Lasch V
$\mathfrak{J}$ =	538,3	538,3	538,3	538,3	538,3
i =	543,4	208,8	208,8	208,8	208,8
a =	65	65	65	65	65
a_0 =	26,3	26,3	26,3	34,5	42,5
a_1 =	26,3	26,3	10	10	10
D =	4,860	4,860	4,860	4,860	4,860
L_1 =	0,108575	0,108575	0,0516089	0,0364273	0,024134
N_1 =	0,108575	0,108575	0,053435	0,0387127	0,026670
Q_1 =	0,0309827	0,080632	0,080632	0,105772	0,13030
P =	0,3247 G + 4,485 e	0,3556 G + 4,114 e	0,3209 G + 4,530 e	0,3276 G + 3,388 e	0,3344 G + 2,690 e
p =	0,9332 G — 11,085 e	0,8568 G — 10,168 e	0,6328 G — 11,196 e	0,4698 G — 6,383 e	0,3710 G — 4,094 e
p_0 =	0,4332 G — 11,085 e	0,3568 G — 10,168 e	0,1328 G — 11,196 e	—0,0302 G — 6,383 e	— 0,1290 G — 4,094 e
φ =	0,0001368 G + 0,03699 e	0,0003945 G + 0,03393 e	0,0002987 G + 0,03339 e	0,0003916 G + 0,02434 e	0,0004812 G + 0,01888 e

Bij de beschouwing van de uitkomsten dezer berekening blijken de lasschen IV en V geen aanbeveling te verdienen, omdat de kracht p_0 het negatieve teeken zou verkrijgen.

Van de lasschen II en III, die met dezelfde laschplaat geconstrueerd zijn en waarbij de afstand a_1 slechts is gewijzigd, verdient ontegenzeggelijk de lasch III de voorkeur, aangezien zoowel de krachten P_1 p_1 p_0 als de hoek φ die een maat is voor het rustig rijden, een geringere waarde hebben.

Is dus de invloed van eene verkorting van den dwarsliggerafstand bij de lasch een zeer gunstige, bij beschouwing van lasch I blijkt, dat ook de invloed van eene vergrooting van het traagheidsmoment van de laschplaat niet te onderschatten is.

Bij de vergelijking van de lasschen I en III zal het dienstig zijn eerst voorop te stellen, welke waarde de grootheid e kan bereiken. Het ontstaan van een speelruimte tusschen rail en laschplaat en de grootte van deze speelruimte zijn afhankelijk van de grootte van de krachten p en p_0. Vooral de laatste kracht, die vermeerderd met de radbelasting den druk geeft door den railkop en de laschplaat op elkaar uitgeoefend, heeft een belangrijken invloed op het ontstaan van de speelruimte als gevolg van slijtage. Ook de hoek φ heeft invloed hierop in dezen zin, dat, naarmate φ grooter is, de schokken bij overgang sterker zullen zijn en daarbij de slijtage meer zal bedragen.

Mijns inziens is aan den invloed, dien de hoek φ op de slijtage heeft, meer waarde te hechten, dan aan de grootte van de krachten p en p_0 , omdat deze laatste krachten min of meer geleidelijk ontstaan, terwijl de hoek φ de dynamische werking van het rad plotseling vergroot.

De waarde van den hoek φ wordt sterk beinvloed door de grootte van e. Is het materiaal van de laschplaat weeker dan dat van de rail, dan wordt de slijtage beduidend in de hand gewerkt; aannemeend dat e 1 mM bedraagt en G 4,50 ton wordt φ voor lasch I gelijk 0,0043 en voor lasch III gelijk 0,0047. Bij het aanwezig zijn of na het ontstaan van een grootere speelruimte dan ongeveer 1 mM zou lasch I boven lasch III geen enkel voordeel meer bieden, aangezien de krachten P elkander niet veel zouden toegeven, en de krachten p_1, p_0 en de hoek φ voor de lasch I grootere waarden zouden verkrijgen.

Vóór deze speelruimte echter is bereikt, zou aan de lasch I de voorkeur moeten worden gegeven, zoodat het thans de vraag is, of men meer waarde hecht aan den toestand van den bovenbouw vóór deze speelruimte in de lasch aanwezig is, dan wel nadat de laschplaat reeds zoover is gesleten.

Aangezien het gebruik van vloeiijzer voor de laschplaat, waar de rail van staal is, m. i. geheel te verwerpen is en bij het gebruik van vloeistalen laschplaten, het slijten veel minder snel zal plaats hebben, zou ik de voorkeur aan de laschconstructie met I aangeduid geven.

Moesten de laschconstructies IV en V reeds dadelijk afgekeurd worden, wegens het opwippen van den onbelasten railkop, dit laatste kan nimmer plaats hebben, indien men een laschconstructie toepast, waarbij de kracht, P genoemd, op de laschplaat aangrijpt. De vervormde laschconstructie met de werkende krachten is in fig. 47 en 48 voorgesteld.

Voor dezen belastingstoestand gelden de evenwichtsvoorwaarden.

I) $P + P_1 = \frac{1}{2} G$ II) $p\, a_0 = P_1 (a + a_1)$

$P_1 = \frac{1}{2} G - P$ $p = (\frac{1}{2} G - P) \frac{a + a_1}{a_0}$

De hoek φ, dien de vervormde rail bij het aangrijpingspunt van de kracht G met de horizontale maakt, is te berekenen overeenkomstig het vorige geval n.l. uit de formule

$$y^1 = y_0 - P \frac{a^3}{3 E i} - P \frac{a^2}{2 E i} (a_0 - a_1) - p \frac{a_0^3}{3 E i} - e = y_0 - a_0 \varphi + p \frac{a_0^3}{3 E \Im} - P_1 \frac{a_0^3}{3 E \Im} - P_1 \frac{a_0^2}{2 E \Im} (a + a_1 - a_0),$$

waaruit na substitutie volgt

$$a_0 \varphi = \frac{1}{2} G \left(\frac{a_0^2 (a + a_1)}{3 E i} - \frac{a_0^2 (a + a_1 - a_0)}{6 E \Im} \right) - P \left(\frac{2 a_0^2 (a + a_1) - a_1^2 (3 a_0 - a_1)}{6 E i} - \frac{a_0^2 (a + a_1 - a_0)}{6 E \Im} \right) + e$$

Verder is:

$$y = y_0 - P \frac{a_1^3}{3 E i} - p \frac{a_1^3}{3 E i} - p (a_0 - a_1) \frac{a_1^2}{2 E i}$$

of na subtitutie

$$y = y_0 - \frac{1}{2} G \frac{\frac{a + a_1}{a_0} a_1^2 (3 a_0 - a_1)}{6 E i} + P \frac{\frac{a + a_1}{a_0} a_1^2 (3 a_0 - a_1) - 2 a_1^3}{6 E i}$$

terwijl

$$y_1 = y_0 - (a + a_1) \varphi + p \frac{a_0^3}{3 E \Im} + p \frac{a_0^2}{2 E \Im} (a + a_1 - a_0) - P_1 \frac{(a + a_1)^3}{3 E \Im}$$

of na substitutie

$$y_1 = y_0 - (a+a_1)\varphi + \frac{1}{2}G\frac{(a+a_1)\left\{a_0(3a+3a_1-a_0)-2(a+a_1)^2\right\}}{6\,E\,\mathfrak{J}} -$$

$$- P\frac{(a+a_1)\left\{a_0(3a+3a_1-a_0)-2(a+a_1)^2\right\}}{6\,E\,\mathfrak{J}}$$

Uit de laatste twee vergelijkingen volgt:

$$y - y_1 = (a+a_1)\varphi - \frac{1}{2}G\left(\frac{\frac{a+a_1}{a_0}a_1^2(3a_0-a_1)}{6\,E\,i} + \frac{(a+a_1)\left\{a_0(3a+3a_1-a_0)-2(a+a_1)^2\right\}}{6\,E\,\mathfrak{J}}\right) +$$

$$+ P\left(\frac{\frac{a+a_1}{a_0}a_1^2(3a_0-a_1)-2a_1^3}{6\,E\,i} + \frac{(a+a_1)\left\{a_0(3a+3a_1-a_0)-2(a+a_1)^2\right\}}{6\,E\,\mathfrak{J}}\right)$$

hetgeen na substitutie van φ en na gesteld te hebben

$$y - y_1 = \frac{P-P_1}{D} = \frac{2P-\frac{1}{2}G}{D} \text{ wordt}$$

$$\frac{2P-\frac{1}{2}G}{D} = \frac{1}{2}G\left(\frac{2(a+a_1)(a+a_1-a_0)^2}{6\,E\,\mathfrak{J}} + \frac{(a+a_1)\left\{2a_0(a+a_1)-a_1^2\left(3-\frac{a_1}{a_0}\right)\right\}}{6\,E\,i}\right) -$$

$$- P\left(\frac{2(a+a_1)(a+a_1-a_0)^2}{6\,E\,\mathfrak{J}} + \frac{(a+a_1)\left\{2a_0(a+a_1)-2a_1^2\left(3-\frac{a_1}{a_0}\right)\right\}+2a_1^3}{6\,E\,i}\right) + \frac{a+a_1}{a_0}e$$

wordt gesteld:

$$\frac{2(a+a_1)(a+a_1-a_0)^2}{6\,E\,\mathfrak{J}} = L_2$$

$$\frac{(a+a_1)\left\{2a_0(a+a_1)-a_1^2\left(3-\frac{a_1}{a_0}\right)\right\}}{6\,E\,i} = Q_2 \text{ en}$$

$$\frac{(a+a_1)\left\{2a_0(a+a_1)-2a_1^2\left(3-\frac{a_1}{a_0}\right)\right\}+2a_1^3}{6\,E\,i} = S_2 \text{, dan is:}$$

$$\frac{2P-\frac{1}{2}G}{D} = \frac{1}{2}G[L_2+Q_2] - P[L_2+S_2] + \frac{a+a_1}{a_0}e \text{, waaruit volgt:}$$

$$P = \frac{\frac{1}{2}G\left(1+D(L_2+Q_2)\right)+\frac{a+a_1}{a_0}De}{2+D(L_2+S_2)}$$

terwijl $P_1 = \frac{1}{2}G - P$.

$$p = \left(\frac{1}{2}G - P\right)\frac{a+a_1}{a_0} \text{ en ,}$$

$$\varphi = \frac{1}{2}G\left(\frac{a_0(a+a_1)}{3\,E\,i} - \frac{a_0(a+a_1-a_0)}{6\,E\,\mathfrak{J}}\right) -$$

$$- P\left(\frac{2a_0(a+a_1)-\frac{a_1^2}{a_0}(3a_0-a_1)}{6\,E\,i} - \frac{a_0(a+a_1-a_0)}{6\,E\,\mathfrak{J}}\right) + \frac{e}{a_0}$$

De uitkomsten van een berekening met deze formules zijn in de bijgaande lijst gerangschikt. De laschplaten zijn met hetzelfde traagheidsmoment in de formules ingevoerd, als in het vorige geval, toen de reactie van den dwarsligger op de *rail* aangrijpende werd gedacht. Ter onderscheiding van de laatste laschconstructie met de reeds berekende is in de aanduiding een accent toegevoegd.

De waarde van p_0 is te berekenen uit de vergelijking:

$$P_1 + p_0 = p \qquad \text{of } \frac{1}{2}G - P + p_0 = p \text{ ,}$$

zoodat,

$$p_0 = P + p - \frac{1}{2}G.$$

Aanduiding der lasch-constructie.	Lasch I^1	Lasch II^1	Lasch III^1	Lasch IV^1	Lasch V^1
$\mathfrak{J}$ =	538,3	538,3	538,3	538,3	538,3
$\mathfrak{i}$ =	543,4	208,8	208,8	208,8	208,8
a =	65	65	65	65	65
a_0 =	26,3	26,3	26,3	34,5	42,5
a_1 =	26,3	26,3	10	10	10
D =	4,860	4,860	4,860	4,860	4,860
L_2 =	0,108575	0,108575	0,0500669	0,0346261	0,0222977
Q_2 =	0,0435187	0,1132571	0,1002216	0,1334462	0,1659518
S_2 =	0,03098	0,0806321	0,0938183	0,1267969	0,1591541
P =	0,3247 G + 6,300 e	0,3559 G + 5,779 e	0,3205 G + 5,134 e	0,3262 G + 3,794 e	0,3322 G + 2,976 e
p =	0,6086 G — 21,86 e	0,5002 G — 20,06 e	0,5119 G — 14,64 e	0,3778 G — 8,249 e	0,2961 G — 5,252 e
p_0 =	0,4333 G — 15,56 e	0,3561 G — 14,28 e	0,3324 G — 9,51 e	0,2040 G — 4,455 e	0,1283 G — 2,276 e
φ =	0,0001378 G + 0,03653 e	0,0003950 G + 0,03224 e	0,000255 G + 0,0321 e	0,0003242 G + 0,02298e	0,0003888 G + 0,0175 e

Bij vergelijking blijkt, dat lasch I^1 en lasch I niet noemenswaard verschillende uitkomsten geven en dat bij lasch I^1 enkel de kracht P eenigszins grooter zal zijn bij het aanwezig zijn van een speelruimte.

Bij vergelijking van de lasschen III^1, IV^1 en V^1 blijken de krachten P bij een langere laschplaat af te nemen, indien reeds eenige speelruimte tusschen rail en laschplaat bestaat.

Naarmate de laschplaat langer wordt genomen is ook de hoekverandering φ minder afhankelijk van de speelruimte. Indien e gesteld wordt op 0,1 c.M. en G op 4,5 ton, wordt:

voor lasch III^1 φ = 0,00435.
„ „ IV^1 φ = 0,00376.
„ „ V^1 φ = 0,00340.
„ „ I φ = 0,00430.
„ „ III φ = 0,00468.

Indien e gesteld wordt op 0,05 c.M. en G op 4,5 ton zoo bedraagt.

voor lasch III^1 φ = 0,00275.
„ „ IV^1 φ = 0,00251.
„ „ V^1 φ = 0,00253.
„ „ I φ = 0,00247.
„ „ III φ = 0,00301.

Blijkt uit deze berekeningen al, dat de lasch IV^1 in elk geval de voorkeur verdient boven III, ook volgt er uit, dat, indien in de lasch een grootere speelruimte aanwezig moet geacht worden dan 0,05 c.M. de lasch IV^1 een geringere hoekverandering φ toelaat dan de lasch I, terwijl ook de waarden der andere berekende grootheden veel geringer zijn. Aangezien de onderstelling, dat de speelruimte 0,05 c.M. bedraagt, zelfs voor een nieuw spoor wel aannemelijk is, moet hieruit volgen, dat de lasch IV^1 te verkiezen is ook boven de lasch I.

De lasch IV^1 heeft nog boven de lasch III voor, dat de bevestiging van de laschplaat zooveel eenvoudiger kan geschieden, dan die van de rail bij de lasch III en het niet noodig is, de laschplaat voor de bevestiging te verzwakken, wat bij de bevestiging van de rail bij lasch III onvermijdelijk is.

In figuur 49 is een lasch geconstrueerd, die geheel aan de voorwaarden bij de berekening vooropgesteld voldoet.

Op de hierboven beschreven theoretische gronden wordt deze laschconstructie aanbevolen.

Wanneer men op deze wijze de uitkomsten der theorie voor verschillende laschconstructie's vergelijkt, komt men er toe de theorie ook eens toe te passen op de lasch, waarbij de railvoeg door één enkelen dwarsligger wordt ondersteund, welke dwarsligger dan, indien noodig, zwaarder kan worden genomen dan de normale. Deze contructie n.l. met ondersteunde voeg, die vroeger algemeen werd toegepast, is feitelijk plotseling vervangen door de zwevende lasch, welke zwevende lasch in den loop der tijden voortdurend is verbeterd zonder dat eerst de vraag gesteld werd, of de ondersteunde lasch wellicht ook te verbeteren zou zijn geweest. Alleen op de lijnen der Kaiser — Ferdinand — Nord — Bahn heeft deze laschconstructie zich gehandhaafd, is ook aanmerkelijk verbeterd en schijnt thans in de praktijk goed te voldoen.

De lasch is in fig. 50 geschetst. In fig. 51 is de vormverandering aangegeven.

De namen der verschillende afmetingen en grootheden blijken dadelijk bij beschouwing der figuur.

In de formules wordt het traagheidsmoment van de rail $\mathfrak{J}$ en dat van twee laschplaten met $\mathfrak{i}$ ingevoerd.

De dwarsligger onder de voeg, die van zwaardere afmeting is (in den regel breeder) dan de normale, biedt ook meerderen wederstand tegen indrukken in

den ballast. De wederstand van den laschdwarsligger wordt daarom op c D gesteld. Indien de voegdwarsligger alleen in breedte verschilt van den normale, is de coëfficient c gelijk aan de verhouding der breedten van de dwarsliggers, terwijl alzoo:

$$y_1 = \frac{P_1}{D} \text{ is } y = \frac{P}{c\,D}$$

Reeds dadelijk valt neer te schrijven,

$$2\,P_1 + P = G \text{ en } p = P_1 \frac{a_1}{a_0}$$

De hoek, dien de rail, ter plaatse waar P aangrijpt, na de vormverandering maakt met de horizontale wederom φ stellend, zoo is deze hoek te bepalen uit de vergelijking:

$$y^1 = y - a_0\varphi + p\frac{a_0^3}{3\,E\,\mathfrak{J}} - P_1\frac{a_0^3}{3\,E\,\mathfrak{J}} -$$

$$- P_1(a_1 - a_0)\frac{a_0^2}{2\,E\,\mathfrak{J}} = y - p\frac{a_0^3}{3\,E\,i} - e,$$

zoodat:

$$- a_0\varphi + P_1\frac{a_0^2\,a_1}{3\,E\,\mathfrak{J}} - P_1\frac{a_0^3}{3\,E\,\mathfrak{J}} - P_1\frac{(a_1 - a_0)\,a_0^2}{2\,E\,\mathfrak{J}} =$$

$$= - P_1\frac{a_0^2\,a_1}{3\,E\,i} - e \quad ,$$

waaruit valt te leiden:

$$\varphi = P_1\left(\frac{a_0\,a_1}{3\,E\,i} - \frac{a_0(a_1 - a_0)}{6\,E\,\mathfrak{J}}\right) + \frac{e}{a_0}$$

Ook is:

$$y_1 = y - a_1\varphi + p\frac{a_0^3}{3\,E\,\mathfrak{J}} + p\frac{a_0^2}{2\,E\,\mathfrak{J}}(a_1 - a_0) - P_1\frac{a_1^3}{3\,E\,\mathfrak{J}},$$

of na substitutie van p

$$y - y_1 = a_1\varphi + P_1\frac{2\,a_1^3 - a_0\,a_1\,(3\,a_1 - a_0)}{6\,E\,\mathfrak{J}}$$

en na substitutie van φ

$$y - y_1 = P_1\left(\frac{a_0\,a_1^2}{3\,E\,i} + \frac{a_1(a_1 - a_0)}{3\,E\,\mathfrak{J}}\right) + e\,\frac{a_1}{a_0}.$$

Indien wordt gesteld

$$\frac{a_0\,a_1^2}{3\,E\,i} = Q_3 \text{ en } \frac{a_1(a_1 - a_0)}{3\,E\,\mathfrak{J}} = L_3,$$

zoo is:

$$\frac{P}{c\,D} - \frac{P_1}{D} = P_1\,[Q_3 + L_3] + e\,\frac{a_1}{a_0}, \text{ waaruit volgt na}$$

substitutie van P door $G - 2\,P_1$

$$P_1 = \frac{G - c\,D\,\frac{a_1}{a_0}\,e}{2 + c\,\{1 + D\,(Q_3 + L_3)\}}, \text{ terwijl}$$

$$P = G - 2\,P_1$$

Ter vergelijking van den maximum dwarsliggerdruk met dien der andere laschconstructies moet worden vergeleken de kracht $\frac{P}{c}$ met de vroeger berekende krachten P.

De eisch, dat de railkop niet opwipt indien het rad van den eenen railkop op den andere overgaat, komt er mede overeen, dat de kracht p_0 grooter moet zijn dan $\frac{1}{2}$ P. Is de railkop n.l. niet belast, zoo ondervindt deze een kracht naar boven van $\frac{1}{2}$ P en naar onder van p_0.

Uit het evenwicht der krachten volgt, dat:

$p_0 = p - P_1$, terwijl zooals reeds bekend $p = P_1\frac{a_1}{a_0}$

Gevaar voor opwippen van den niet belasten railkop bestaat alzoo alleen bij die laschconstructie, waarbij de kracht P op de beide railvoeten aangrijpt. Bouwt men de laschplaten beneden den railvoet uit, dan bestaat tot opwippen geen aanleiding en vervalt dus de eisch dat $p_0 - \frac{1}{2}\,P > o$.

Voor beide constructies is de hiervoor gegeven berekening geldig. Er bestaat echter verschil in den maximum druk, dien de laschplaten en de rail nabij het midden van de lasch op elkander uitoefenen op het moment, dat het rad juist den eenen railkop belast en op het punt staat op den anderen railkop over te gaan.

Voor de gewone constructie, waarbij P op den railvoet aangrijpt, is dan deze maximum druk:

$$N_{max} = G + p_0 - \frac{1}{2}P \text{ en aangezien}$$

$$p_0 = p - P_1 \text{ en } P = G - 2\,P_1 \text{ is}$$

$$N_{max} = \frac{1}{2}G + p.$$

Grijpt de reactie P op de laschplaten aan, dan is deze maximale druk grooter en te bepalen op:

$$N^1_{max} = G + p_0.$$

Ter vergelijking met de vorige laschconstructies is deze theorie toegepast op negen verschillende laschen, waarbij overeenkomstig de reeds berekende gevallen is gesteld:

$\mathfrak{J}$ = 538,3 cM^4; i = 208,8 cM^4.
a_1 = 65 cM; D = 4,86 ton.

Drie lengten van laschplaten zijn beschouwd n.l.
Lasch VI; a_0 = 26,3 cM. overeenkomstig lasch III en III^1
Lasch VII; a_0 = 34,5 cM. overeenkomstig lasch IV en IV^1
Lasch VIII; a_0 = 42,5 cM. overeenkomstig lasch V en V^1

Voor elke lengte van laschplaat zijn de drie gevallen beschouwd:

a. dat de voegdwarsligger gelijk is aan de normale,
b. dat de voegdwarsligger 1,5 maal zoo breed is als de normale,
c. dat de voegdwarsligger 2 maal zoo breed is als de normale.

De uitkomsten der berekeningen zijn in bijgaande lijsten gerangschikt.

Ondersteunde lasch $\mathfrak{J} = 538{,}3$ $i = 208{,}8$ $a = 65.$ $D = 4{,}86$ 1e geval $a_0 = 26{,}3$
$Q_3 = 0{,}0806325.$ $L_3 = 0{,}0274011.$

Benaming van de lasch-constructie	VI[a]	VI[b]	VI[c]
c = verhouding breedte v/d laschdwarsligger tot de normale	1	1,5	2,0
P_1	0,2837 G − 3,408 e	0,2332 G − 4,202 e	0,1980 G − 4,757 e
P	0,4326 G + 6,815 e	0,5336 G + 8,404 e	0,6040 G + 9,514 e
$\frac{P}{c}$	0,4326 G + 6,815 e	0,3557 G + 5,603 e	0,3020 G + 4,757 e
p	0,7012 G − 8,422 e	0,5764 G − 10,386 e	0,4894 G − 11,757 e
$p_0 = p - P_1$	0,4175 G − 5,014 e	0,3432 G − 6,184 e	0,2914 G − 7,000 e
$p_0 - \frac{1}{2} P$	0,2012 G − 8,422 e	0,0764 G − 10,385 e	− 0,0106 G − 11,757 e
$N_{max} = \frac{1}{2} G + p$	1,2012 G − 8,422 e	1,0764 G − 10,385 e	0,9894 G − 11,757 e
$N^1_{max} = \frac{1}{2} G + p_0$	1,417 G − 5,014 e	1,3432 G − 6,184 e	1,2914 G − 7,000 e
φ	0,0003113 G+0,03428e	0,0002559 G+0,03341e	0,0002173 G+0,03280e

Ondersteunde lasch $\mathfrak{J} = 538{,}3$ $i = 208{,}8$ $a = 65$ $D = 4{,}86$ 2e geval $a_0 = 34{,}5$
$Q_3 = 0{,}1057726$ $L_3 = 0{,}0170194.$

Benaming van de lasch-constructie	VII[a]	VII[b]	VII[c]
c	1	1,5	2,0
P_1	0,2780 G − 2,546 e	0,2275 G − 3,125 e	0,19255 G − 3,5262 e
P	0,4440 G + 5,092 e	0,5450 G + 6,250 e	0,6149 G + 7,052 e
$\frac{P}{c}$	0,4440 G + 5,092 e	0,3633 G + 4,167 e	0,3075 G + 3,526 e
p	0,5238 G − 4,796 e	0,4286 G − 5,888 e	0,3628 G − 6,643 e
p_0	0,2458 G − 2,251 e	0,2011 G − 2,763 e	0,17021 G − 3,117 e
$p_0 - \frac{1}{2} P$	0,0238 G − 4,796 e	− 0,0714 G − 5,888 e	−0,13724 G − 6,643 e
N_{max}	1,0238 G − 4,796 e	0,9286 G − 5,888 e	0,8628 G − 6,643 e
N^1_{max}	1,2458 G − 2,251 e	1,2011 G − 2,763 e	1,1702 G − 3,1172 e
φ	0,0004113 G+0,02522e	0,0003365 G+0,02436e	0,0002849 G+0,02377e

Ondersteunde lasch $\mathfrak{J} = 538{,}3$ $i = 208{,}8$ $a = 65$ $D = 4{,}86$ 3e geval $a_0 = 42{,}5.$
$Q_3 = 0{,}130299$ $L_3 = 0{,}009262$

Benaming van de lasch-constructie.	VIII[a]	VIII[b]	VIII[c]
c	1	1,5	2,0
P_1	0,2719 G − 2,021 e	0,2214 G − 2,468 e	0,1867 G − 2,776 e
P	0,4563 G + 4,042 e	0,5573 G + 4,936 e	0,6266 G + 5,551 e
$\frac{P}{c}$	0,4563 G + 4,042 e	0,3715 G + 3,291 e	0,3233 G + 2,776 e
p	0,4158 G − 3,091 e	0,3385 G − 3,775 e	0,2855 G − 4,245 e
p_0	0,1439 G − 1,0698 e	0,1171 G − 1,3066 e	0,09883 G − 1,4694 e
$p_0 - \frac{1}{2} P$	−0,07420 G − 3,091 e	− 0,1615 G − 3,775 e	− 0,2145 G − 4,245 e
$N_{max.}$	0,9158 G − 3,091 e	0,8385 G − 3,775 e	0,7855 G − 4,245 e
$N^1_{max.}$	1,1439 G − 1,0698 e	1,1171 G − 1,3066 e	1,0988 G − 1,4694 e
φ	0,0005084 G+0,01975e	0,0004140 G+0,018914e	0,0003491 G+0,018339e

Construeert men de laschplaat zoo, dat de reactie P op den railvoet aangrijpt, dan blijkt het, dat alle lasschen VII en VIII in de praktijk niet zullen voldoen, omdat bij een kleine waarde van e, stel 0,05 cM, de waarden der grootheden $p_0 - \frac{1}{2} P$ negatief worden, hetgeen dus overeenkomt met wat in de praktijk ook wordt geconstateerd n.l. een bijzonder stootende overgang van het rad over de lasch.

In het algemeen schijnt dus een korte laschplaat toegepast te moeten worden, maar schijnt het nog moeilijk te zijn aan de voorwaarde $p_0 - \frac{1}{2} P > o$ te voldoen.

Lasch VI^b zou alleen voldoen, indien bij e = 0,05 cM. G grooter is dan 7 ton, zoodat alleen lasch VI^a als in dit opzicht goed kan worden gekwalificeerd. Hiervoor is n.l.

$p_0 - \frac{1}{2} P = 0{,}2012\ G - 8{,}422\ e$, zoodat voor

$$e = 0{,}05 \text{ cM},$$

G slechts grooter behoeft te zijn dan 2,1 ton, wat zich wel altijd zal voordoen.

Het is echter buiten twijfel, dat lasch VI^a bij de vroeger beschouwde lasschen I en III^1 achter staat, aangezien niet alleen de hoek φ beduidend grooter is, maar ook de waarde van $\frac{P}{c}$, die een maat is voor den ballastdruk, een veel grooter waarde verkrijgt.

Door de laschplaatlengte nog te verminderen en den dwarsligger onder de voeg breeder dan de normale, doch minder breed dan bij VI^b te nemen, zal men een lasch kunnen verkrijgen, die bij een minimum raddruk van 3 ton geen al te heftigen stoot bij overgang zal veroorzaken en waarbij ook de waarde van $\frac{P}{c}$ gunstiger zal zijn, dan bij lasch VI^a.

Een dusdanige lasch zal dan in de praktijk geen directe mankementen toonen en dus tamelijk wel kunnen voldoen. Waar echter de waarde van $\frac{P}{c}$ gelegen zal moeten zijn tusschen die van lasch VI^a en VI^b, is deze grooter dan van de lasschen I en III^1, terwijl ook de waarde van φ grooter zal zijn dan die voor de laatstgenoemde lasschen.

Beter dan lasch IV^1, die nog de voorkeur boven I en III^1 verdient, is de lasch met ondersteunde voeg, waarbij de reactie P op de railvoeten aangrijpt, zeker *niet*.

Maakt men de laschplaten zoodanig, dat de reactie P op de laschplaten aangrijpt, en duidt men deze lasschen met een accent aan, dan zou de lasch VII^{1}b te vergelijken zijn met lasch IV^1.

Het blijkt dan, dat voor lasch VII^{1}b de ballastdruk iets, doch niet veel ongunstiger is en dat ook de waarde van φ iets grooter is.

Lasch VII^{1}c blijkt echter in alle opzichten gunstiger te zijn. Een dwarsligger met een breedte van 44 c.M. zal echter in de praktijk niet handig blijken en zal ook aanmerkelijk duurder zijn dan twee dwarsliggers van 22 c.M. breedte, terwijl de lasch VII^{1}c in het algemeen niet kostbaarder zal zijn dan lasch IV^1. Waar met het oog op het onderstoppen een dwarsligger met breedte 33 c.M. gemakkelijker te behandelen is dan twee dwarsliggers van 22 c.M. naast elkaar en de gevonden theoretische cijfers elkander voor beide constructies niet veel toegeven, zoo kan in de praktijk zeer wel blijken, dat een lasch met ondersteunde voeg volgens VII^{1}b beter voldoet dan een constructie volgens lasch IV^1.

Het nemen van een proef met deze laschconstructie's zou zeer interessante resultaten geven.

De bevestigingsmiddelen.

De verbinding van rail met onderlegplaat en dwarsligger, zooals die is bewerkstelligd, met twee haaknagels aan de buitenzijde en één of twee tirefonds aan de binnenzijde, is een veelvuldig toegepaste constructie, die boven die, waarbij enkel haaknagels worden gebruikt, het voordeel heeft, dat er eenige klemming verkregen wordt tusschen railvoet, onderlegplaat en dwarsligger. Deze klemming moet het gevolg hebben, dat de druk op den bovenkant dwarsligger, die bij het optreden van zijdelingsche krachten onder den buitenkant van den railvoet het grootst dreigt te worden, meer verdeeld wordt over het geheele oppervlak en een zich van den dwarsligger heffen van den binnenkant railvoet, niet kan plaats grijpen. De haaknagels dienen meer om het zijdelingsche schuiven van den railvoet over de onderlegplaat tegen te gaan. Bij het schuiven wordt de haaknagel bij den kop zijdelings aangegrepen en moet het hout in het gat van den haaknagel hiertegen een krachtreactie en een momentreactie leveren, waarbij het hout ongemeen sterk belast wordt. De haaknagels, die in den regel niet geheel vast zitten, hetgeen ook niet door een goed onderhoud zou kunnen verkregen worden, treden eerst in functie, wanneer de rail door zijdelings te verschuiven tegen de haaknagels stoot, en belet dus een voortgang van de verschuiving, waar de bedoeling wel zal moeten zijn het verschuiven te voorkomen.

In dit opzicht zou de bevestiging van de rail te verbeteren zijn, door n.l. enkel tirefonds toe te passen en wel drie voor elke bevestiging. Indien dan de tirefonds zoo sterk aangedraaid worden, dat de kracht, waarmede het geheel op elkaar geklemd wordt ongeveer 4 ton groot is, dus meer dan bij een goed gelegd spoor de maximale reactie van den dwarsligger bedraagt, dan ontstaat er bij belasting geen meerdere inknijping van den houten dwarsligger, aangezien de druk op den dwarsligger gepaard gaat met vermindering van de klem-

mende kracht in de tirefonds. Hierdoor ontstaat alzoo een gunstiger toestand, zooals blijkt bij vergelijking van de uitkomsten der berekeningen, die in hoofdstuk II werden opgesteld voor de gevallen, dat al of niet de inknijping van de dwarsliggers in aanmerking werd genomen. Bovendien zou de rail alleen dan zijdelings over de onderlegplaat kunnen schuiven, als de wrijving, die als gevolg van de klemming tusschen railvoet en onderlegplaat optreedt, door de reactie, die de dwarsligger in die richting moet geven, overwonnen wordt, hetgeen juist wegens de klemming niet meer zou gebeuren, terwijl ten slotte, aangezien de beweging van den railvoet uitblijft, het hout van den dwarsligger in het gat van den tirefond niet anders wordt aangesproken dan in de richting van de kracht, die de klemming van den tirefond teweegbrengt, alzoo in de lengterichting van den tirefond.

Voor sporen met groote snelheid bereden, is een verbinding met gebruik van enkel tirefonds aan te bevelen.

Bij het gebruik van drie tirefonds moet het een punt van overweging uitmaken, of er twee aan den binnenrailvoet en één aan den buitenrailvoet, dan wel één aan den binnenkant en twee aan den buitenkant van het spoor geplaatst zullen worden. Waar men op een klemming wil rekenen, zal de eene methode geen voordeel boven de andere bieden. Bij het eenigszins los zijn der verbinding bieden twee tirefonds aan den buitenkant meer weerstand tegen zijdelingsch uitwijken van de rail dan één. Men plaatse daarom twee tirefonds aan den buitenkant van het spoor en één aan den binnenkant.

HOOFDSTUK V.

Het uitknikken van het spoor.

Een verschijnsel, dat met de distributie van den bovenbouw van den weg samenhangt, is het uitknikken van het spoor, zooals zich dit bij groote temperatuursverschillen wel eens voordoet bij de Staatsspoorwegen op Java. In de handboeken, die over de railbanen handelen, vindt men dit verschijnsel niet vermeld, zoodat wel schijnt, of dit bij de banen met wijdte 1,435 M niet voorkomt. Het blijkt, dat niet onder alle omstandigheden de laschplaten toelaten, dat de rails van lengte veranderen, waarbij deze zich dan in den beginne in vertikalen zin vervormen en de lengte—as van elke spoorstaaf min of meer den sinusoïdevorm aanneemt. Na gedeeltelijk eenigszins van den ballast te zijn opgeheven, krijgt het spoor zulk een geringen weerstand tegen zijdelings uitwijken, dat het tegen knikken in horizontale richting blijkbaar den minsten tegenstand bezit en hieraan toegevende, de baan zoodanig ontreddert, dat deze onberijdbaar is. In het uitgeweken spoor is altijd nog voldoende speelruimte in de lasschen aanwezig om de oorzaak niet te mogen zoeken in het stooten van de rails tegen elkaar, zoodat er een andere aanleiding voor moet bestaan.

Dat bij de Europeesche spoorwegen van dezelfde wijdte dit euvel niet voorkomt, heeft hier reeds tot de onderstelling gevoerd, dat dit mogelijk aan een meer snel optreden van het temperatuursverschil, zooals dit in de tropen in een etmaal kan voorkomen, moet worden geweten, aangezien de maximale temperatuursverschillen in Europa over een jaar tijds genomen niet geringer zijn dan die in de tropen.

Aangezien het spoor op een veerend ballastbed is gelegen en hiervoor aangenomen wordt, dat de inzakking van den ballast evenredig is met de reactie, die de ballast geeft, zal bij het opheffen van een dwarsligger in den beginne, totdat deze geheel van den ballast vrij is, de reactie, die de ballast geeft, afnemen en dus een gedeelte van het eigen gewicht van den dwarsligger medewerken om de rail in het naar boven knikken tegen te werken. Deze kracht, die alzoo een uitknikken verhindert, zal binnen zekere grenzen met de uitwijking van de rail grooter worden en wel evenredig zijn met de verplaatsing, die de rail in vertikalen zin ondergaat. Aldus is de rail te beschouwen als een staaf, waarin een drukkracht optreedt en waarbij enkele punten op dwarsliggerafstand bij uitbuigen krachten uitoefenen, die knikken tegengaan en die evenredig zijn met de grootte van de uitwijking. Zonder te groote fout te maken, mag dan worden aangenomen, dat de toestand niet al te veel zal verschillen, van die van een staaf, waarbij elk deeltje een wederstand tegen uitbuiging biedt evenredig met de uitwijking uit den evenwichtsstand en welk geval door Engesser mathematisch juist is opgelost.

Hij vindt, dat onder deze omstandigheden, indien de krachten juist in het zwaartepunt van de doorsnede aangrijpen en de staaf volkomen recht is, de uitgekuikte staaf een golflengte verkrijgt, gelijk,

$$l = \pi \sqrt[4]{\frac{E\,2\,\mathfrak{J}\,c,}{A}} \quad \text{terwijl de knikkracht} \quad K = \frac{2\,\pi^2\,E\,2\,\mathfrak{J}}{l^2}$$

in welke formules

K = de in de beide rails optredende totale drukkracht.

$2\,\mathfrak{J}$ = het traagheidsmoment van de beide rails ten opzichte van een horizontale as = $2 \times 538 = 1076$ c.M^4.

l = de kniklengte, die, naar uit de praktijk bleek, op 800 c.M. moet worden aangenomen.

A = de weerstand, dien de rails ondervinden, als zij ter plaatse, waar een dwarsligger aanwezig is, zich 1 c.M. in de knikrichting zouden willen bewegen in de onderstelling, dat deze beweging werd voortgezet onder de elasticiteitswetten, zooals die bij het begin der beweging gelden.

c = de dwarsliggerafstand = 80 c.M.

De kniklengte is alzoo twee maal zoo groot als die, welke de vrije rails onder dezelfde kracht zouden aannemen, indien de dwarsliggers de knikking niet tegengingen.

In verband met de geconstateerde kniklengte van ± 8 M. valt te berekenen, dat de kracht in de rails:

$$K = \frac{20 \times 2000 \times 1076}{800^2} = \pm 67 \text{ ton, terwijl de kracht}$$

A te berekenen is op $\frac{\pi^4 E 2 \Im c}{l^4} = \frac{100 \times 2000 \times 1076 \times 80}{800^4}$

$= 0{,}042$ ton.

Dat voor de kracht A zulk een bijzonder kleine waarde gevonden wordt, heeft zijn oorzaak wellicht in de betrekkelijk slechte bevestigingsmiddelen tusschen rail en dwarsligger, die eene kleine beweging van den railvoet naar boven toelaten, hetgeen zich dan op deze wijze zal uiten.

De kracht van 33 ton per rail kan alleen daardoor ontstaan, dat de rail in haar uitzetting wordt belemmerd. De lengte-verandering, die met deze kracht overeenkomt, is te berekenen volgens de formule:

$$\delta = \frac{{}^1/_2 K \times l}{O E}, \text{ waarin } {}^1/_2 K = \text{de kracht per rail} = 33 \text{ ton.}$$

O = het oppervlak v/d doorsnede v/d rail = 33 c.M².
l = de lengte = ± 1000 c.M.
E = de elasticiteitsmodulus.
= 2000 ton/c.M².,

zoodat

$$\delta = \frac{33 \times 1000}{33 \times 2000} = 0{,}5 \text{ c.M.} = 5 \text{ m.M.}$$

Bij een geval, dat zich voordeed, werd gemeten, dat de pijl van de horizontaal uitgebogen railas voor een raillengte 15 c.M. bedroeg. Onderstellende, dat de uitgeknikte railas niet veel van een parabool verschilt, zou de verlenging, n.l. het verschil in lengte tusschen boog en koorde, te berekenen zijn volgens formule

$\delta = \frac{8}{3} \frac{p^2}{l}$, waarin p = de pijl = 15 c.M.

l = de koordelengte = 1000 c.M.,

zoodat $\delta = \frac{8}{3} \times \frac{15^2}{1000} = 0{,}6$ c.M. of 6 m.M.,

hetgeen wel eenigszins overeenkomt met het hiervoor berekende.

Het temperatuursverschil, waarbij de uitzetting van 5 m.M. per raillengte zou voorkomen, is te bepalen uit de formule:

$\delta = l \alpha t$, waarin α = de uitzettingscoëfficiënt = 0,000012 en

t = het gevraagde temperatuursverschil,

zoodat

$$t = \frac{\delta}{l \times \alpha} = \frac{0{,}5}{1000 \times 0{,}000012} = \frac{0{,}5}{0{,}012} = 42^0.$$

Wanneer alzoo dit temperatuursverschil optreedt en tegelijkertijd de lasch wederstand biedt aan de kracht van 33 ton, waarmede de rail tracht langs de laschplaten te schuiven, kan een dergelijke uitwijking van het spoor plaats grijpen.

De wederstand, dien de lasch biedt tegen het schuiven van de rail is theoretisch afhankelijk van:
1e de kracht, waarmede de laschbouten zijn aangedraaid
2e de wrijvingscoëfficiënt α van ijzer op ijzer, welke geacht wordt te kunnen varieeren van $\frac{1}{5}$ tot $\frac{1}{2}$.

De spanning in de laschbouten stellend op σ ton/c.M², zoo is de kracht in elke laschbout $3{,}14 \times \frac{1{,}9^2}{4} \sigma = 2{,}83 \sigma$.

In verband met de helling, die de aanrakingsvlakken van rail en laschplaat bezitten, is de kracht, waarmede elke laschplaat tegen de rail wordt gedrukt door het aandraaien van twee laschbouten $2 \times 2{,}83 \sigma \times 2{,}24 = 12{,}7 \sigma$ ton.

Voor buiten- en binnenlaschplaat is alzoo de totale klemkracht $25{,}4 \sigma$ ton, gevende een wederstand tegen verschuiving van $25{,}4 \times \sigma \times \alpha$, welke kracht grooter zou moeten zijn dan 33 ton.

Als ongunstigst aannemend dat $\alpha = \frac{1}{2}$, zou dus σ minstens moeten bedragen $\frac{33}{12{,}7} = 2{,}6$ ton/c.M².

Om het euvel te voorkomen, zou het dus bij laschplaten met twee bouten voldoende zijn, deze laatste niet sterker aan te draaien dan tot een spanning van 2 ton/c.M².

Uit de formule $\delta = \frac{^1/_2 K l}{O E}$ en $\delta = l \alpha$ t, kan worden afgeleid

$$t = \frac{^1/_2 k}{O E \alpha} \text{ terwijl uit}$$

$K = \frac{4 \pi^2 E \mathfrak{J}}{l^2}$ en $l = \pi \sqrt[4]{\frac{2 E \mathfrak{J} c}{A}}$ volgt:

$K = 2 \sqrt{\frac{2 A E \mathfrak{J}}{c}}$, zoodat:

$$t = \frac{1}{O E \alpha} \sqrt{\frac{2 A E \mathfrak{J}}{c}} = \frac{1}{O \alpha} \sqrt{\frac{2 A \mathfrak{J}}{E c}}$$

Aangezien het traagheidsmoment van een raildoorsnede in het algemeen evenredig kan worden geacht met het kwadraat van het oppervlak, kan worden gesteld:

$\mathfrak{J} = m^2 O^2$, waarin m een constante voorstelt, zoodat dan

$t = \frac{m}{\alpha} \sqrt{\frac{2 A}{E c}}$, terwijl de spanning in de rail in het algemeen bedraagt:

$$\sigma_r = \frac{^1/_2 K}{O} = m \sqrt{\frac{2 A E}{c}}$$

Zoowel dit temperatuursverschil, waarbij uitknikken ontstaat, als de spanning, die daarbij in de rail optreedt, zijn onafhankelijk van de zwaarte van de rail, rechtevenredig met den wortel uit de waarde van de kracht A, die met de afmetingen van den dwarsligger en de deugdelijkheid van den ballast samenhangt, en omgekeerd evenredig met den wortel uit den dwarsliggerafstand.

Een vermindering van den dwarsliggerafstand tot 65 cM., zou tot gevolg hebben, dat eerst bij een temperatuursverschil van $\sqrt{\frac{80}{65}} \times 42^0 = 46{,}5^0$, indien er n.l. geen verplaatsing in de lasch mogelijk is, uitknikken van het spoor zou plaats hebben, terwijl de spanning, in de rail optredend als gevolg der temperatuurswisseling zou toenemen van 1 ton/cM². tot 1,11 ton/cM².

Bij toepassing van een zwaardere rail zal het uitknikken van het spoor bij hetzelfde temperatuursverschil optreden als bij de tegenwoordige rail, indien de lasschen geen beweging toelaten. De kracht, waaraan de lasch weerstand moet bieden, neemt echter evenredig met de doorsnede van de rail toe, zoodat bij gebruik van een zwaardere rail, en dezelfde soort van laschconstructie, de kans op het uitknikken van het spoor beduidend wordt verminderd.

Met het oog op het bovenstaande moet het een nadeel van de bestaande vleugellaschplaten worden geacht, dat er aan beide zijden drie laschbouten in voorkomen, waarbij de uitzetting van de rail meer belemmerd wordt dan bij laschplaten met aan elke zijde twee laschbouten. De meerdere spanning, die hierdoor in de rails optreedt, werkt er in sterke mate toe mede, dat de elasticiteitsgrens wordt overschreden.

Uit een praktisch oogpunt beschouwd, zal een te zwakke laschconstructie het gevolg hebben, dat elke rail in een opgebogen stand in de baan ligt, in dien zin dat bij de lasch het spoor iets verzakt. Dit ook moet het uitknikken zeer in de hand werken, waar n.l. in de praktijk blijkt, dat de lasschen juist de plaats aangeven, waar bij het begin der knikking in vertikalen zin, het spoor op den ballast blijft rusten. In verband juist met deze aanrakingspunten, die op raillengten van 10,20 M afstand van elkaar zijn gelegen en de discontinuïteit, die in de elastische lijn van de opgebogen rails bij de lasschen voorkomt, werd in de vorige berekening de golflengte van de uitgeknikte rail op 8 M. gesteld. Zoo spoedig het spoor zich voldoende van den ballast heeft opgelicht, dat het in zijdelingsche richting minder wederstand ondervindt, slaat het plotseling bezijden uit, houdt echter daarbij de aanrakingspunten met den ballast nabij de lasschen vast en vormt zoodoende een of meer golven, die dezelfde lengte bezitten als de rail. In dezen toestand wordt het dan in de baan aangetroffen.

Een onvoldoende stijve laschconstructie werkt dus het knikken in de hand en het toepassen van een harder materiaal voor de laschplaten zal dus ook in dit opzicht verbetering brengen.

Reeds werd met een enkel woord vermeld, dat bij een slechte bevestiging van rail met dwarsligger, de rail een opgebogen stand zou kunnen aannemen zonder dadelijk den wederstand van den dwarsligger te ondervinden, wat eveneens de stijfheid van het spoor vermindert. Een verbetering van de bevestigingsmiddelen tusschen rail en dwarsligger, zooals die hiervoor reeds is besproken, zal ook het uitknikken van het spoor helpen tegengaan.

HOOFDSTUK VI.

De keuze van een nieuwen bovenbouw voor Hoofdlijnen der S.S. op Java.

Waar de gebruikte rail voor de belasting onvoldoende sterk is, daar zal men bij de keuze van een nieuwe rail rekening moeten houden met de belasting, die in de toekomst te verwachten is. Hoewel momenteel een zwaar-

dere druk op den ballast dan de thans voorkomende niet wel toelaatbaar is en een zwaarder type dan de 58 ton zware Mallet-Rimrottlocomotief vooreerst met het oog hierop op de berglijnen wel niet zal worden toegepast, zoo zullen er echter andere machines kunnen worden geconstrueerd met hoogere asbelasting en grooter radstand dan de zevenassige, die bij een oordeelkundig leggen van het spoor den ballast niet zwaarder zullen aanspreken. Ook kan men na verloop van tijd overgaan tot het gebruik van beteren ballast, waarop meer druk kan worden toegelaten, in verband waarmede weder zwaardere machines zullen kunnen worden toegelaten.

Bij de keuze van de rail zal men er acht op moeten geven, dat de spanning in de rail ook in de toekomst voldoende laag blijft om het overschrijden der elasticiteitsgrens onder normale omstandigheden te voorkomen. Ook zal men er op gesteld zijn, de rail een voldoende stijfheid te geven, opdat men op een goede verdeeling van den raildruk over de dwarsliggers kunne rekenen. Deze laatste voorwaarde hangt niet tezamen met de radbelasting der voertuigen, doch speciaal met de verhouding der vroeger genoemde krachten B voor de rail en D van den dwarsligger.

In Europa, waar algemeen voor als hoofdspoorweg geëxploiteerde lijnen met spoorwijdte 1,435 M¹. een rail met een gewicht van 45 K.G./M¹. wordt benut, blijkt het verzwaren van het railgewicht boven dit cijfer niet zoo'n reductie van den ballastdruk teweeg te brengen, dat dit nog economische voordeelen biedt.

De dwarsligger van $2{,}70 \times 0{,}25 \times 0{,}20$ M³. heeft een wederstand D, die voor C = 3 gelijk 10 ton en voor C = 8 gelijk 22 ton is, waarbij het inknijpen van de dwarsliggers niet in rekening is gebracht.

De rail van 45 K.G./M¹. gewicht heeft een traagheidsmoment van ongeveer 1600 c.M⁴. zoodat bij den gemiddelden dwarsliggerafstand van 80 c.M. de kracht B globaal te stellen is op

$$B = \frac{6\,E\,I}{a^3} = \frac{6 \times 2200 \times 1600}{80^3} = \pm 41 \text{ ton.}$$

Voor C = 3 is alzoo de waarde van γ, waarbij een verzwaring van de rail niet veel economische voordeelen biedt te berekenen op

$$\gamma = \frac{B}{D} = \frac{41}{10} = 4{,}1.$$

Aangezien voor de baan met wijdte 1,067 M. de waarde, die D heeft voor C = 3, te stellen is op rond 6,8 ton zoo zou de waarde van B, ten einde eenzelfde cijfer voor γ te vinden, moeten bedragen $4{,}1 \times 6{,}8 = \pm 28$ ton.

Bij een dwarsligger-afstand van 65 c.M. zou hiertoe het traagheidsmoment van de rail moeten bedragen:

$$\Im = \frac{Ba^3}{6E} = \frac{28 \times 65^3}{6 \times 2200} = \pm 600 \text{ c.M}^4.$$

Een rail van 30 K.G./M¹. gewicht zou dit traagheidsmoment reeds bezitten en bij een wijdte van 1,067 M. en een dwarsliggerafstand van 65 c.M. een spoor vormen, waarbij de sterkte van de rail en de wederstand van den dwarsligger zich verhouden als bij de nieuwste banen met 1,435 M. wijdte en waarbij ook de belastingstoestanden, door de in gebruik zijnde locomotieven voortgebracht, dezelfde zijn als bij de Europeesche normaalsporen.

De voorwaarde, dat de elasticiteitsgrens van het materiaal van de rail niet mag worden overschreden eischt een hooger railgewicht, dat afhankelijk is van den vooropgestelden raddruk en de toe te laten spanning.

Tot hoever men met deze toe te laten spanning volgens de hier gevolgde berekeningen mag gaan om zeker te zijn, dat de elasticiteitsgrens niet wordt overschreden bij het berijden met snelheden van 70—80 K.M./uur is een vraag, die slechts vaag kan worden beantwoord. Bij de Europeesche normaalsporen kan een spanning van 0,850 ton/c.M². normaal worden genoemd, maar het is een open vraagstuk, hoever deze spanning hierboven kan stijgen, zonder dat het materiaal overbelast wordt. Wel kan echter worden gezegd, dat spanningen boven de 1,200 ton/c.M². niet wenschelijk zijn.

Stelt men zich de vraag, hoe groot de raddruk moet worden aangenomen voor de berekening van de nieuwe rail, dan stuit men op iets dergelijks. Terwijl n.l. zeker te zeggen is, dat bij de S.S. op Java loco's met asbelastingen van 10 ton in gebruik zullen worden genomen, is niet met zekerheid te zeggen, hoever deze asbelasting in de naaste toekomst boven dit gewicht zal stijgen. Hiervoor als grens aannemende 12 ton, een asbelasting, die bij doelmatige verdeeling van de assen den ballast niet zwaarder behoeft te belasten dan de tegenwoordig in gebruik zijnde 7-assige machines, zoo komt men er toe het vraagstuk in dier voege op te lossen, dat men voor een radbelasting van 5 ton een spanning van ± 0,850 ton/c.M². zou willen toelaten, terwijl voor een radbelasting van 6 ton deze spanning niet boven ± 1,200 ton/c.M². zou mogen stijgen.

In de berekeningen der optredende spanning in de rail zal men als normalen dwarsliggerafstand 65 c.M. invoeren en verder, den normalen dwarsligger $200 \times 22 \times 12$ c.M³. toepassende, den wederstand D van dezen dwarsligger berekenen, zonder de inknijping van het hout in aanmerking te nemen, in overeenstemming waarmede de bevestigingsmiddelen zijn te construeeren.

De wederstand van den dwarsligger valt onder die omstandigheden, voor C = 3 te berekenen op

$$D = \frac{C\,b\,L}{[\sigma_c]} = \frac{3 \times 22 \times 66{,}2}{0{,}6890.} = \frac{4369{,}2}{0{,}6890} = 6{,}340 \text{ ton.}$$

Overweegt men thans, dat het wel eenigszins gewaagd mag worden genoemd een nieuw railprofiel te construeeren, als men niet ten volle van de walstechniek op de hoogte is en er alzoo veel voor te zeggen valt zoo mogelijk een reeds bestaande rail te benutten, zoo komt de oplossing van deze kwestie hierop neer, dat men nagaat, welke van de bestaande rails aan de gestelde voorwaarden voldoen.

Het construeeren van een nieuw railprofiel, zelfs al slaagt men er in bij een goed walsbaar profiel groote verhoudigen van $\frac{I}{G}$ en $\frac{W}{G}$ te verkrijgen, heeft tegen, dat voor de levering van dergelijke rails speciale walsen moeten worden gefabriceerd, wat de prijs doet stijgen en de concurrentie bij leveringen vermindert, wat evenzoo op den prijs een nadeeligen invloed heeft.

Aangezien het gewicht van de te gebruiken rail tusschen 30 en 35 KG./M¹ zal gelegen zijn, en het een voordeel is een rail te gebruiken, waarbij de verhouding van het wederstandsmoment tot het gewicht betrekkelijk groot is, zoo wordt van de in de handboeken voorkomende railprofielen, dat van de Preussisch-Hessische Staatseisenbahn Form No. 6e 1885 (zie fig. 52) met een gewicht van 33,4 K.G./M¹., een traagheidsmoment van 1036,6 c.M⁴. en een wederstandsmoment van 154 c.M³. het eerst aan de berekening onderworpen.

De kracht B voor deze rail is te berekenen op

$$B = \frac{6 \times 2200 \times 1036{,}6}{65^3} = \frac{13683120}{274625} = 49{,}82 \text{ ton},$$

zoodat

$$\gamma = \frac{49{,}82}{6{,}340} = 7{,}86;$$

Het maximum moment, dat in de rail optreedt

$$M_{max} = \frac{8\gamma + 7}{4\gamma + 10} \frac{G\,a}{4} = \frac{69{,}88}{41{,}44} G \frac{65}{4} =$$

$$1{,}686 \times 16{,}25\ G = 27{,}40\ G.$$

De optredende buigspanning wordt dan

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{27{,}40}{154} G = 0{,}178\ G.$$

Voor G = 5 ton is $\sigma = 0{,}890$ ton/cM²

Voor G = 6 ton is $\sigma = 1{,}068$ ton/cM²

Overwegende, dat deze berekening voor den ongunstigsten ballast C = 3 is opgezet, zou alzoo deze rail zeer goed kunnen worden gebruikt.

Bij vergelijking met andere rails zelfs met grootere gewichten blijkt, dat deze rail voor haar zwaarte een bijzonder groot traagheidsmoment en wederstandsmoment bezit, zoodat om een geringere spanning als uitkomst der berekening met andere railprofielen te verkrijgen het gewicht van de rail beduidend zal moeten toenemen, zoodat men uit een economisch standpunt zich geneigd gevoelt maar dadelijk tot deze rail te besluiten.

Aan een rail worden nog andere eischen gesteld dan het bezitten van een groot traagheidsmoment en wederstandsmoment en wel zal men in een te kiezen nieuw railprofiel de fouten willen vermijden, die het tegenwoordige profiel aankleven.

Stellen in fig. 53 de lijnen de opvolgende afslijtingen van het profiel voor, zooals deze vooral aan de buitenrail in de bogen met geringen straal plaats grijpen, dan valt over den tijd, waarin deze afslijtingen ontstaan, mede te deelen, dat in den beginne de rail spoedig afslijt, hetgeen toegeschreven mag worden aan het betrekkelijk klein aanrakingsvlak tusschen radkrans en rail en den hoogen druk, die hiermede gepaard gaat.

Met een meerdere afslijting gaat in den beginne gepaard een vertraging in de snelheid, waarmede deze geschiedt, totdat de afslijting den geringsten voortgang tusschen de lijnen 3 en 4 heeft. Eenmaal hieroverheen gekomen, heeft de slijtage zeer snel plaats en is de rail ook spoedig geheel onbruikbaar.

De oorzaak van het spoedig slijten bij het pas in gebruik nemen van de rail mag worden toegeschreven aan den geringen straal, waarmede de railkop aan de kanten is afgerond. Het snelle verloop, dat de slijtage heeft tusschen de lijnen 4 en 5, moet daaraan worden toegeschreven, dat het hardere staal, dat meer aan den omtrek van het railprofiel voorkomt, dan afgesleten is en het inwendige weekere staal, dat dan aan de oppervlakte komt, minder wederstand tegen slijten biedt.

De grootere straal van afronding van het genoemde Pruisisch-Hessische profiel is dus een voordeel, omdat het in den beginne het aanrakingsvlak tusschen radkrans en rail vergroot, terwijl het vertikaal staan van den zijkant van den kop tot effect zal hebben, dat de slijtage niet zoo spoedig voortgang zal kunnen hebben, zoodat het meer binnen gelegen zachter metaal eerst veel later zal behoeven te worden aangesproken. In verband met de meerdere breedte bij onderkant railkop kunnen de aanrakingsvlakken tusschen rail en laschplaat beduidend grooter worden, dan bij de tegenwoordige rail. In deze opzichten is dus de vorm van het railprofiel wel gunstig.

Een nadeel van het railprofiel zou kunnen worden genoemd, dat het zijdelingsche traagheidsmoment tegenover dat in vertikalen zin gering is, terwijl men bij spoorbanen met geringere wijdte op een groote zijdelingsche stijfheid prijs zou moeten stellen. Herinnert men zich echter, dat de grootste spanningen

in vertikalen zin optreden in de vlaktelijnen, waar zooveel sneller gereden wordt, terwijl de horizontale krachten op de rail uitgeoefend het grootst zijn in het sterk gebogen spoor in de berglijnen, waar de snelheden zooveel geringer zijn, zoo mag het zijdelingsche traagheidsmoment ad 150,7 cM^4, dat in elk geval beduidend grooter is dan dat van de rail van 25,75 KG/M^1, wel voldoende geacht worden.

Met het oog op de lasch, zal men bij een nieuwe rail aan een breeden kop de voorkeur geven, omdat hierbij het aanrakingsvlak tusschen onderkant railkop en bovenkant laschplaat zooveel breeder kan zijn, de laschplaten alzoo breeder geconstrueerd kunnen worden en de verhouding van het traagheidsmoment van de laschplaten ten opzichte van dat van de rail gunstiger kan zijn.

De in fig. 54 voorgestelde door mij indertijd voor de versterking ontworpen rail heeft op het Pruisisch-Hessische profiel alzoo wel veel voor, wat de zijdelingsche stijfheid betreft en wat de kopbreedte aangaat en zou dus wel boven dat profil te verkiezen zijn. Het gewicht is echter ook hooger n.l. 36 KG/M^1, zoodat de kosten ook minstens 10% meer bedragen.

Ten einde met de verzwaring van den bovenbouw een begin te maken, bestaat thans het plan op de aan te leggen lijn Tjikampek-Cheribon een zwaarderen bovenbouw toe te passen.

Het Pruisisch-Hessische railprofiel zal hierbij worden toegepast met normale dwarsliggers van 200×22×12 cM^3.

In verband met de zwaarte van de locomotieven, die over dit lijnvak zullen moeten loopen, is een normale dwarsliggerafstand gekozen van 72 cM.

Als laschplaat zal worden gebruik gemaakt van het ook bij de Pruisisch Hessische spoorbaan voorkomende walsprofiel, dat echter anders is afgesneden met het doel, de laschplaat meer den vorm van een lichaam van gelijken weerstand tegen buiging te geven, waarbij minder kans bestaat, dat de elasticiteitsgrens in het materiaal wordt overschreden, hetgeen uit de hieronder volgende berekening nog nader moge blijken.

Deze bovenbouw genaamd:

„Bovenbouw voor de Hoofdlijnen der Staatsspoorwegen op Java. Model 1909"

is in de bijlage in teekening gebracht.

Voor de rail geldt: $\mathfrak{J} = 1036{,}6$ cM^4 $\quad W = 154$ cM^3.

Aangezien de normale dwarsliggerafstand $a = 72$ cM, is

$$B = \frac{6 \times 2200 \times 1036{,}6}{72^3} = \frac{13683120}{373248} = 36{,}66 \text{ ton.}$$

Voor den dwarsligger $200 \times 22 \times 12$ cM^3 geldt:

Voor $C = 3$ $\quad L = 66{,}2$ $\quad \varphi = 0{,}846$ $\quad \lambda = 1{,}511$.

$[\eta_c]_3 = 0{,}6890$ en $D_3 = 6{,}34$ ton.

Voor $C = 8$ $\quad L = 51{,}8$ $\quad \varphi = 1{,}08$ $\quad \lambda = 1{,}930$.

$[\eta_c]_8 = 0{,}5754$ en $D_8 = 15{,}84$ ton.

In verband hiermede valt te berekenen

$$\gamma_3 = \frac{B}{D_3} = \frac{36{,}66}{6{,}34} = 5{,}78.$$

en

$$\gamma_8 = \frac{B}{D_8} = \frac{36{,}66}{15{,}84} = 2{,}31.$$

Volgens de algemeene formule is het maximum moment, dat als gevolg van een raddruk G in de rail kan optreden

$$M = \frac{8\gamma + 7}{4\gamma + 10} \cdot \frac{a}{4} G, \quad \text{zoodat}$$

$$M_3 = \frac{53{,}24}{33{,}12} \times \frac{72}{4} G = 1{,}6075 \times 18\ G = 28{,}934\ G.$$

en $\quad M_8 = \frac{25{,}48}{19{,}24} \times \frac{72}{4} G = 1{,}3243 \times 18\ G = 23{,}838\ G.$

in verband met het wederstandsmoment van de rail W = 154 c.M^3. is alzoo de optredende maximale buigspanning in vertikalen zin:

$$\sigma_3 = \frac{28{,}934}{154} G = 0{,}1879\ G.$$

en

$$\sigma_8 = \frac{23{,}838}{154} G = 0{,}1548\ G.$$

De horizontale kracht door het rad op de rail uitgeoefend zal in het algemeen als maximum $\frac{1}{4}$ G bedragen. In verband met de grootere zijdelingsche stijfheid van de rail aan de eene zijde en de degelijke bevestigingsmiddelen aan den anderen kant, de waarde van γ_h als in de voorgaande berekeningen stellend op 0,2, is het optredende maximum moment in horizontalen zin te berekenen op:

$$M_h = \frac{8\gamma_h + 7}{10\gamma_h + 10} \cdot \frac{a}{4} \times \frac{1}{4} G$$

$$= \frac{8{,}6}{12} \times \frac{72}{4} \times \frac{1}{4} G = 3{,}225\ G.$$

Aangezien het wederstandsmoment van de doorsnede van de rail ten opzichte van een vertikale as $W_h = \frac{150{,}7}{5{,}25} = 28{,}7$ c.M^3., is de optredende buigspanning in horizontalen te zin stellen op

$$\sigma_h = \frac{3{,}225}{28{,}7}\ G = \pm 0{,}112\ G,$$

welke globaal berekende horizontale buigspanning voor de ballastcoëfficiënten C = 3 en C = 8 gelijk wordt gedacht.

Deze berekeningen leiden alzoo tot een totale buigspanning in de rail

voor C = 3 $\quad \sigma_t = 0{,}300\ G.$

voor C = 8 $\quad \sigma_t = 0{,}267\ G.$

Zooals in hoofdstuk IV werd duidelijk gemaakt, hangt de max. druk op den dwarsligger en daarmede de maximum ballastdruk niet alleen af van de maximum asbelasting, maar ook in sterke mate van de constructie van de locomotief.

Een benaderende methode ter bepaling van den druk op den dwarsligger met in-achtname van de radstanden van de locomotief kan volgens den hieronder aangegeven weg geschieden.

Wordt een spoor enkel belast met een as boven een dwarsligger dan ontstaat de belastingstoestand, die in hoofdstuk II reeds met III werd aangeduid (zie hierbij fig. 11). Laat men, terwijl deze last zijn plaats behoudt, nog twee even groote lasten zich van beide zijden bewegen van oneindigen afstand naar dezen last toe, dan worden achtereenvolgens de belastingstoestanden III, V, VI, II en IV verkregen. (De belastingstoestanden zijn niet in alle deelen aan de hier genoemde gelijk, doch kunnen hiermede wel vergeleken worden).

De maximale druk, die door dit bewegend laststelsel in bovengenoemde bepaalde standen op den dwarsligger wordt uitgeoefend, is voor een bepaalde waarde van γ uit fig. 35 af te lezen. Dit doende voor $\gamma = 5{,}78$ zoo blijkt voor.

Belastingstoestand III P = 0,392 G.
„ V P = 0,362 G.
„ VI P = 0,420 G.
„ II P = 0,508 G.
„ IV P = 0,692 G.

De invloed van de zich bewegende lasten op den maximum dwarsliggerdruk bedraagt dus voor één last

indien belastingtoestand V gevormd wordt

$$\frac{0{,}362-0{,}392}{2}\ G = -0{,}015\ G.$$

indien belastingtoestand VI gevormd wordt

$$\frac{0{,}420-0{,}392}{2}\ G = +0{,}014\ G.$$

indien belastingtoestand II gevormd wordt

$$\frac{0{,}508-0{,}392}{2}\ G = +0{,}058\ G.$$

indien belastingtoestand IV gevormd wordt

$$\frac{0{,}692-0{,}392}{2}\ G = +0{,}150\ G.$$

Indien de lasten met de middelste samenvallen is de invloed van elken last volgens belastingstoestand III + 0,392 G.

Zet men als ordinaat op de plaats, waar de twee zich bewegende lasten staan, de vermeerdering van den dwarsliggerdruk onder den middelsten dwarsligger als gevolg van het aanwezig zijn der lasten af, dan worden de punten verkregen, die in fig. 55 zijn aangegeven.

De belastingstoestanden II, VI en V zijn als continuë belastingen onder voor den dwarsliggerdruk gunstiger onderstellingen berekend dan de belastingstoestanden IV en III, waarbij de rail op een bepaalde lengte afgesneden gedacht is. De invloed van deze afwijkingen der onderstellingen zal zich het minst bij belastingstoestand V doen gevoelen. Deze als juist aannemende en in het oog houdende, dat de afwijking bij belastingstoestand II grooter zal zijn dan bij belastingstoestand VI wordt door de punten V^1, IV^1 en III^1, de in fig. 55 geteekende vloeiende lijn getrokken, die genoemd wordt de

„invloedslijn voor den maximalen dwarsliggerdruk onder den middelsten last voor een stelsel van drie lasten".

Voor een in fig. 55 geteekend laststelsel zal de maximale dwarsliggerdruk bij benadering te berekenen zijn op

$$P_{max} = Gy_0 + G_1 y_1 + G_2 y_2$$

Deze wijze van berekening, die ik geenszins als theoretisch volkomen juist vooropstel, is veel nauwkeuriger dan de tot nu toe gebruikelijke berekening van den ballastdruk, waarbij alleen de maximum radbelasting werd in aanmerking genomen. Ze stelt ons in staat verschillende locomotieftypen met elkander te vergelijken, wat den door hen veroorzaakten ballastdruk betreft. Past men de berekening toe op een locomotief met radstanden van 130 cM. overeenkomende met de thans bij de S.S. in gebruik zijnde zevenasssige Mallet-Rimrottlocomotief, dan blijkt de maximum dwarsliggerdruk te bedragen

$$P_{max} = 0{,}602\ G$$

als G de raddruk voorstelt [zie de wijze van berekening in fig. 56].

Een locomotief met radstanden van 165 cM., mede in fig. 56 voorgesteld, overeenkomende met de locomotief, die op de lijn Tjikampek—Cheribon zal loopen, zou een maximum dwarsliggerdruk van

$$P_{max} = 0{,}481\ G$$

veroorzaken.

Ook voor C = 8 kan de invloedslijn voor den ballastdruk worden geconstrueerd, zooals deze in fig. 56 is voorgesteld. Deze lijn is van minder belang dan die voor C = 3, omdat men voor het geval C = 8 met goeden ballast te doen heeft en eenige vermeerdering van den ballastdruk dan niet van belang is.

Na berekening van den maximalen dwarsliggerdruk P_{max}, die voor elk laststelsel verschillend is, valt te berekenen de zakking van het lastpunt

$$\delta_r = \frac{P_{max}}{D} \text{ en}$$

de maximale druk op den ballast $p_r = \frac{P_{max}\ C}{D}$,

zoodat

voor C = 3

$$\delta_r = \frac{P_{max}}{6{,}34} = 0{,}158\ P_{max} \text{ en } p_r = 3 \times 0{,}158\ P_{max} = 0{,}474\ P_{max}$$

voor C = 8

$$\delta_r = \frac{P_{max}}{15{,}84} = 0{,}0631\ P_{max} \text{ en } p_r = 8 \times 0{,}0631\ P_{max} = 0{,}505\ P_{max}$$

Ter berekening van de laschconstructie moet eerst de laschplaat worden beschouwd. Deze met een totale lengte van 65,9 cM. heeft een discontinuë vorm.

In fig. 57 zijn de doorsneden aangegeven, waar de grootte van het traagheidsmoment meer plotseling wordt gewijzigd. De grootten der traagheids- en wederstandsmomenten zijn bij de doorsneden bijgeschreven. In verband met deze waarden wordt de laschplaat beschouwd als een ligger, die, van af het middenvlak rekenend, over 10,2 c.M. lengte een traagheidsmoment van 420 c.M⁴. bezit, waaraan aansluit een deel, lang 4,75 c.M., met traagheidsmoment 303 c.M⁴., waar wederom op volgt een deel, lang 4,8 c.M., met traagheidsmoment 145 c.M⁴., ten slotte eindigend in een deel lang, 13,2 c.M., met traagheidsmoment 104 c.M⁴.

Denkt men de laschplaat in het midden ingeklemd en aan het einde belast met een kracht P, dan blijkt bij berekening een continuë ligger met een traagheidsmoment 290,4 c.M⁴. eenzelfde doorbuiging te ondergaan. Bij de berekeningen is alzoo in de formule voor het traagheidsmoment van 2 laschplaten 580,8 c.M⁴. in te vullen.

Wordt thans de in hoofdstuk IV gegeven berekening op de zwevende laschconstructie toegepast, dan wordt verkregen:

	Voor C = 3.	Voor C = 8.
$\Im$ =	1036,6	1036,6
i =	580,8	580,8
a =	65,9	65,9
a_0 =	32,95	32,95
a_1 =	27,45	27,45
D =	6,34	15,84
L_1 =	0,050999	0,050999
N_1 =	0,054222	0,054222
Q_1 =	0,037330	0,037330
P =	0,3239 G+4,9531e	0,3921 G+9,3202e
p =	0,7687 G−9,9062e	0,6323 G−18,640e
p_0 =	0,2687 G−9,9062e	0,1323 G−18,640e
φ =	0,0001963 G+0,02833e	0,0001685 G+0,02655e

Aan den vroeger gestelden eisch, dat p_0 grooter dan o moet zijn, wordt alzoo voldaan.

De kracht p werkende op de laschplaten, krijgt voor e = o de waarden 0,7687 G en 0,6323 G in verband waarmede.

	voor C = 3	C = 8.
het moment in doorsnede I =	10,149 G	8,346 G ton cM.
„ „ „ „ II =	13,994 G	11,508 G „ „
„ „ „ het midden =	25,335 G	20,834 G „ „

Aangezien het wederstandsmoment voor twee laschplaten

voor doorsnede I =	45,2	45,2 c.M³.
„ „ II =	62,4	62,4 „
„ het midden =	118,8	118,8 „

bedraagt de optredende maximale buigspanning

in doorsnede I	0,2245 G.	0,1846 G ton/c.M².
„ „ II	0,2243 G.	0,1844 G „
„ het midden	0,2246 G.	0,1847 G „

in welke uitkomsten G de raddruk in tonnen voorstelt.

Terwijl voor C = 3 de kracht $p_0 = 0{,}2687\ G - 9{,}9062e$, blijkt deze bij een hoogeren ballastcoëfficient een kleinere waarde te krijgen, voor C=8 wordt gevonden $p_0 = 0{,}1323\ G - 18{,}640e$. Aangezien de waarde, die p_0 verkrijgt bij grootere laschplaatlengte, kleiner wordt en p_0 steeds grooter dan o moet blijven, wil de lasch niet bijzonder stooten bij treinovergang, zoo blijkt wel, dat de laschplaatlengte niet grooter moet worden genomen. Met een grootere lengte zou bovendien gepaard gaan een hoogere optredende buigspanning in de laschplaten, hetgeen ook niet gewenscht is.

De thans optredende maximum buigspanning voor C = 3 n.l. 0,2246 G in de vloeistalen laschplaat maakt tegenover de maximale spanning, die bij denzelfden ballastcoëfficient in de rail optreedt, n.l. 0,1843 G, geen ongunstigen indruk. De fout, die de tegenwoor-

dige vleugellaschplaat aankleeft, dat n.l. de optredende buigspanning, ter plaatse waar de al te plotselinge verzwaring aanvangt, zooveel grooter is dan in het midden, is vermeden. De optredende spanningen in de doorsneden I en II en in het midden zijn nagenoeg gelijk. De vermeerdering van doorsnede heeft geleidelijk plaats.

De uitkomsten der berekeningen doen alzoo zien, dat de keuze der laschplaatlengte benevens van de plaats, waar de vleugel van het walsprofiel zal worden verwijderd, gelukkig kan worden genoemd.

De bevestigingsmiddelen zijn, zooals bij beschouwing der bijlage blijkt, zoodanig ontworpen, dat geen zijdelingsche verschuiving van den railvoet over den bovenkant van de onderlegplaat kan plaats hebben. Middels klemplaten wordt door de tirefonds de railvoet op de onderlegplaat en deze laatste op den houten dwarsligger geklemd.

Hoewel het voor de hand lag bij het Pruisisch-Hessische railprofiel nu ook de daar gebruikelijke bevestigingsmiddelen te bezigen, zoo werd toch aan de op de bijlage voorgestelde wijze van bevestiging de voorkeur gegeven en dat wel om de volgende redenen:

De klemplaat, aan de binnenzijde van het spoor geplaatst, zal elke zijdelingsche verschuiving van de rail over den bovenkant van de onderlegplaat verhinderen. Met behoud van deze wijze van bevestigen van den binnenrailvoet had voor onderlegplaat een zoogenaamde „Hakenplatte" kunnen worden toegepast, waarbij dus de rail middels de hier bedoelde klemplaat tegen den haak van de onderlegplaat zou worden aangedrukt. Hiervan werd echter in het ontwerp afgezien, omdat bij de beweging, die de rail, als gevolg der temperatuurswisseling, ten opzichte van de onderlegplaat steeds moet uitvoeren, slijtage aan de binnenzijde van dezen haak en aan den railvoet niet kan uitblijven en daarbij dus eenige speling tusschen onderkant rail en onderlegplaat nabij den buitenrailvoet zou ontstaan, vooral, omdat de klemming slechts éénzijdig zou geschieden. De rail zou hierbij eenige vrijheid van beweging in vertikalen zin verkrijgen, waaraan niets meer te verbeteren zou zijn en hetgeen niet alleen met het oog op vormverandering, maar ook in verband met de mogelijkheid van uitknikken van het spoor ongewenscht is. In hoofdstuk V werd opgemerkt, dat bij de toepassing van een zwaardere rail het uitknikken van het spoor bij hetzelfde temperatuursverschil zal plaats grijpen als bij de tegenwoordige rail, indien de lasschen geen beweging toelaten. De kracht, waaraan de lasch weerstand moet bieden, neemt echter evenredig met de doorsnede van de rail toe, zoodat bij gebruik van zwaardere rails, mits de klemming tusschen laschplaat en rail niet sterker wordt, de kans op het uitknikken van het spoor beduidend wordt verminderd. Deze klemming nu zal in het algemeen bij den bovenbouw model 1909 *grooter* zijn dan bij die model 1900 en wel omdatde aanrakingsvlakken van laschplaat en rail een andere helling hebben, die met het oog hierop bij eerstgenoemde ongunstiger moet worden geacht.

Er bestaat alzoo in verband hiermede alle reden vooral aan de laatste zinsneden van hoofdstuk V aandacht te wijden, n.l. dat bij slechte bevestiging van rail met dwarsligger de rail een eenigszins opgebogen stand zal kunnen aannemen zonder dadelijk den wederstand van den dwarsligger te ondervinden, hetgeen het uitknikken van het spoor zeer in de hand zou werken.

Hoewel nu niet gezegd zou kunnen worden, dat de Hakenplatte een slechte bevestiging is, zoo heeft de geprojecteerde wijze van bevestiging toch voor, dat elke speling in vertikalen zin door het aandraaien der tirefonds kan worden opgeheven, zoodat een vertikale beweging, hoe gering ook, die de rail zou willen maken, dadelijk een wederstand van den dwarsligger moet veroorzaken, in verband waarmede de kans op uitknikken van het spoor zeer wordt verminderd.

Als normale raillengte is genomen 11,90 M., terwijl voor de korte rail aan de binnenzijde der bogen de lengte van 11,81 M. is aangehouden, zijnde dit de lengte van binnenrail, waarbij in een boog met 300 M straal de voegen radiaal komen te liggen als de buitenrail de normale lengte heett.

De kosten van dezen bovenbouw met inbegrip van het leggen, doch zonder ballast, zijn geschat op *f* 15600 per kilometer spoor.

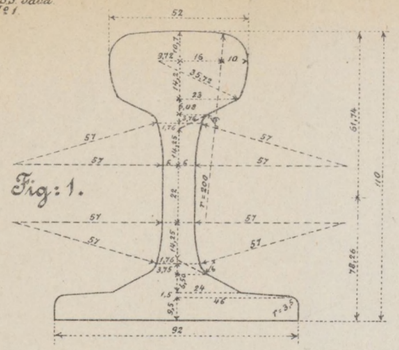
WELTEVREDEN, den 10en December 1908.

De Chef der 2e Afdeeling (weg en werken) van de Exploitatie van Staatsspoorwegen op Java,

J. H. A. HAARMAN.

Rail SS. Java
№ 1

Fig: 1.



Rail SS. Java
№ 2.

Fig. 2.

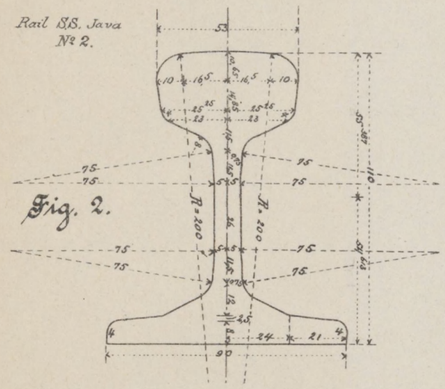


Fig: 3.

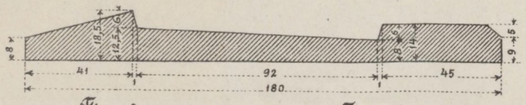


Fig: 4.

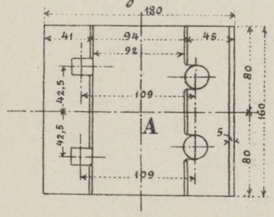


Fig: 5.

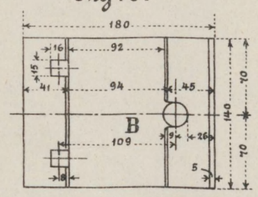


Fig: 6.

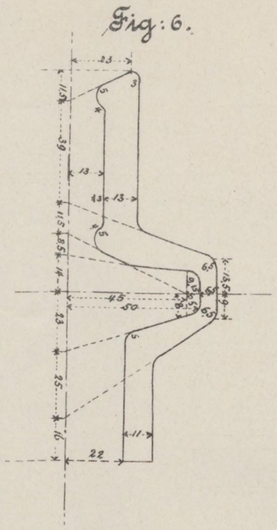


Fig: 8.

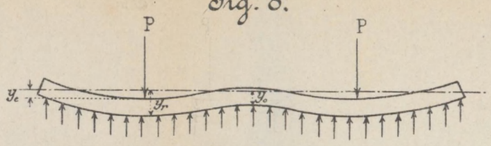


Fig: 9.

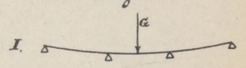


Fig: 10.

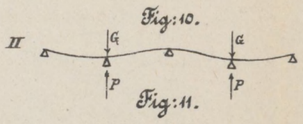


Fig: 11.

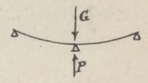


Fig: 12.

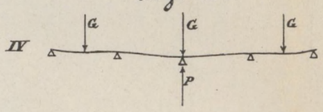


Fig: 13.

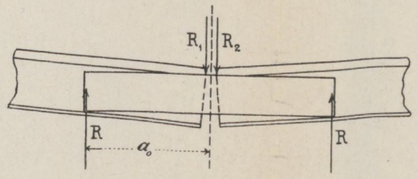


Fig. 14.

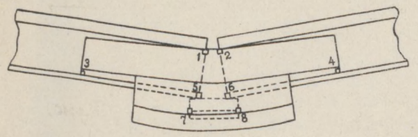


Fig. 15.

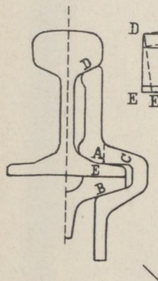


Fig. 16.

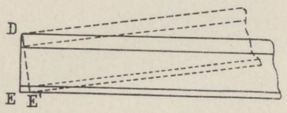


Fig. 17.

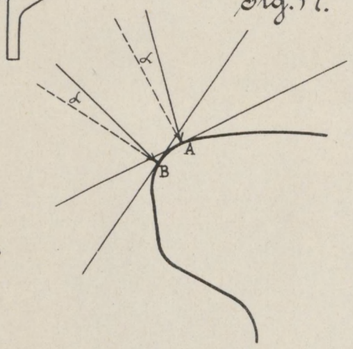


Fig. 18.

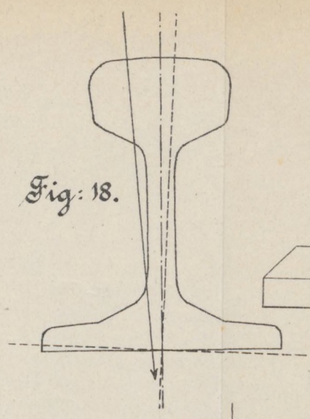


Fig: 20.

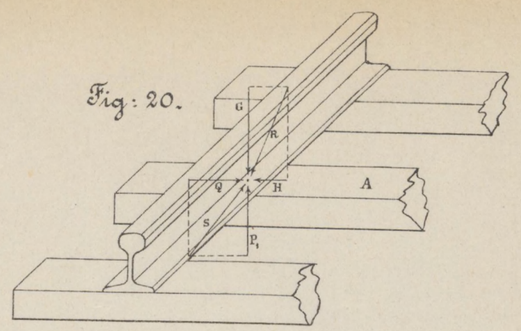


Fig: 19.

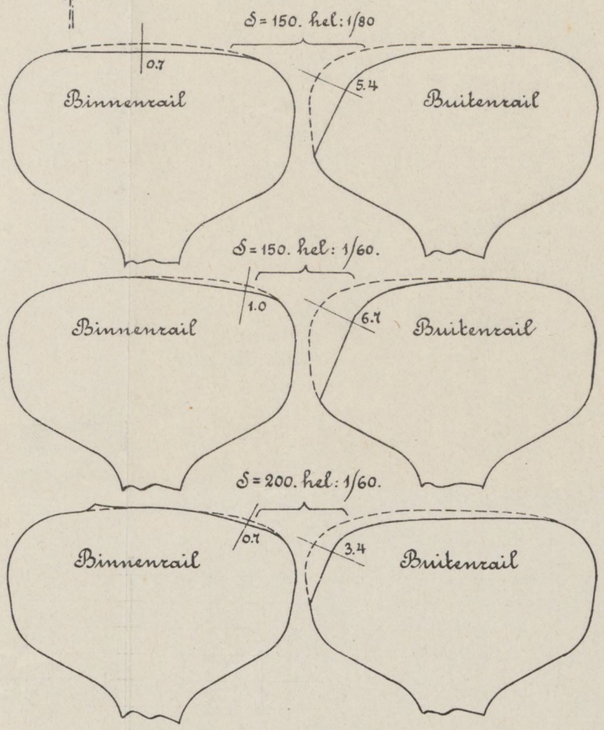


Fig: 21.

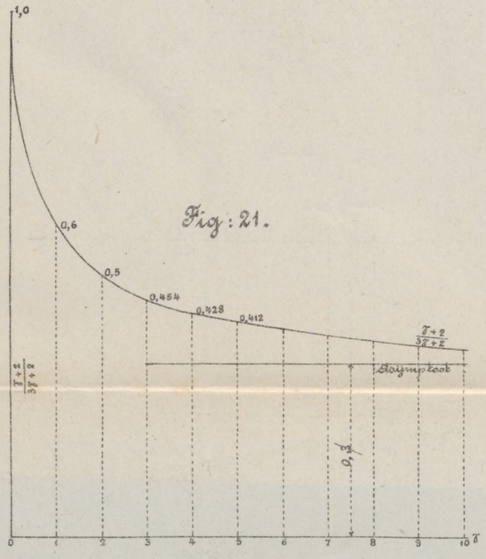


Fig: 22.

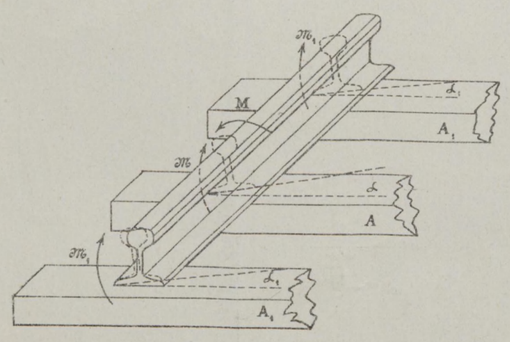


Fig: 23.

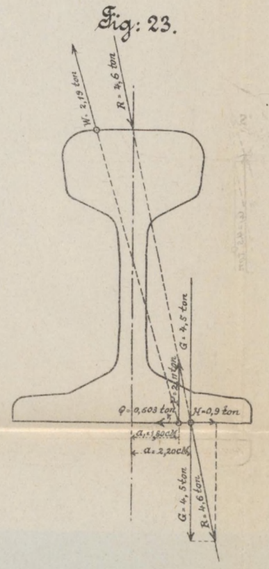


Fig: 24.

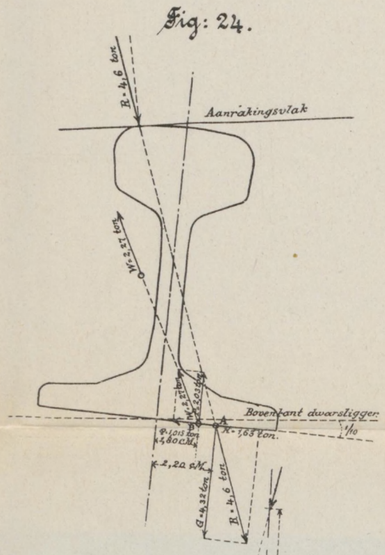


Fig: 25.

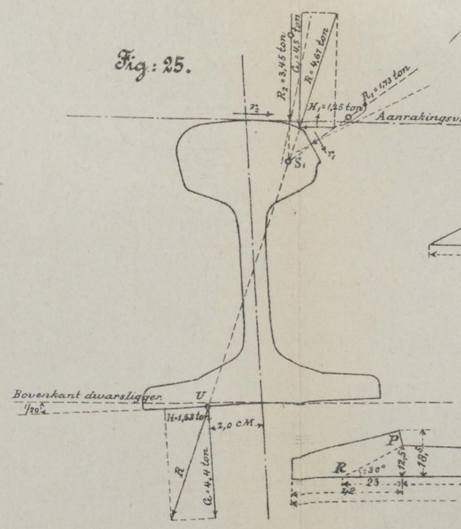


Fig: 27

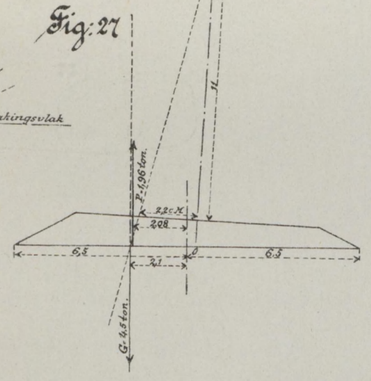


Fig 26.

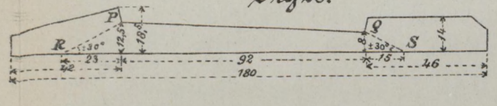


Fig: 28.

Fig: 29.

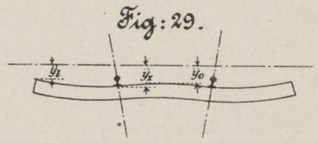


Fig: 30.

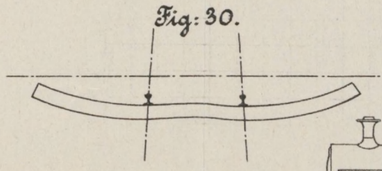


Fig: 31.

Locomotief.

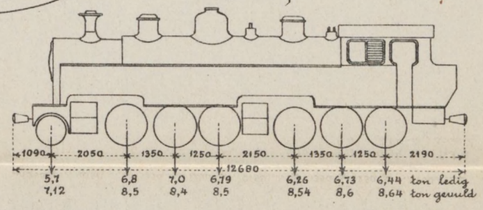


Fig: 32.

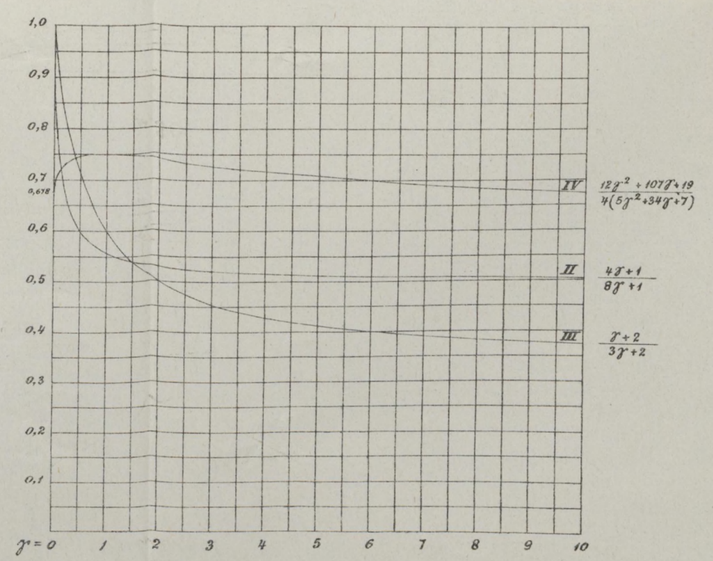


Fig: 33.

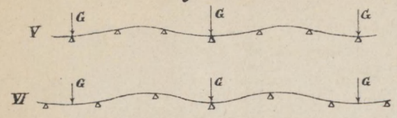


Fig: 34

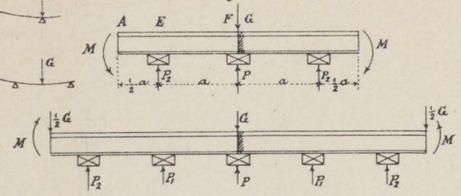


Fig: 35.

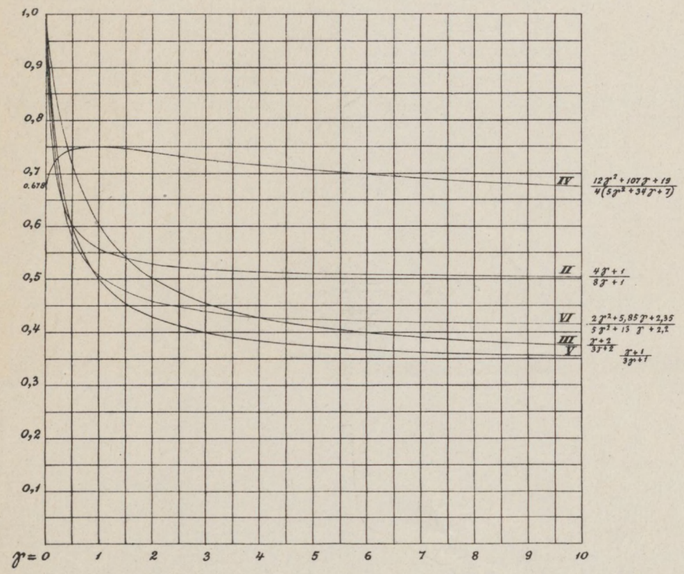


Fig: 37.

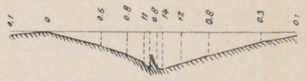


Fig: 38.

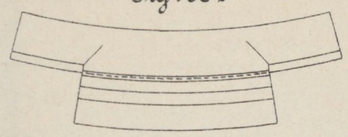


Fig: 39.

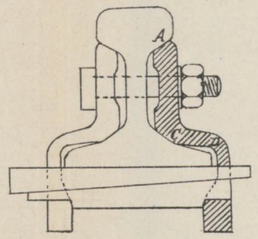


Fig: 41.

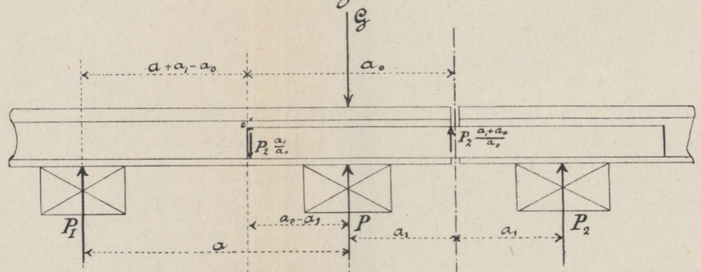


Fig: 42.

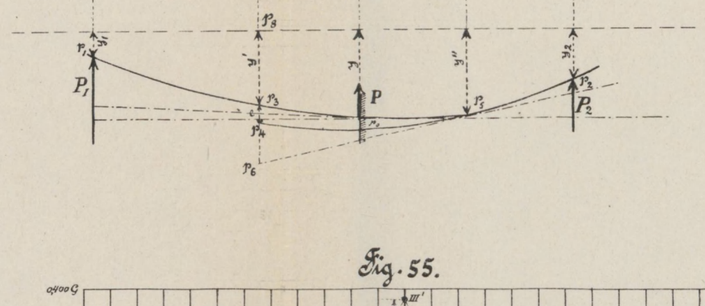


Fig: 43.

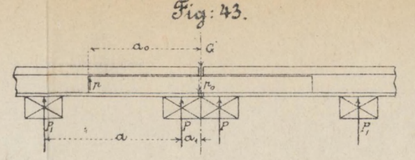


Fig: 44.

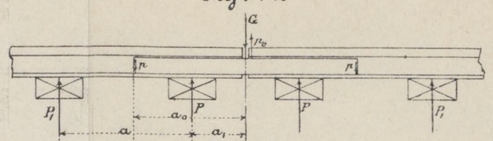


Fig: 45.

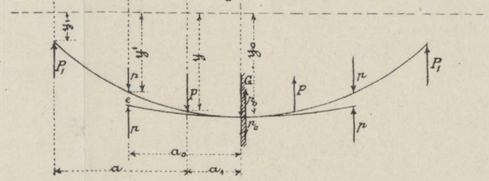


Fig: 46

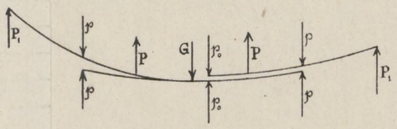


Fig: 47

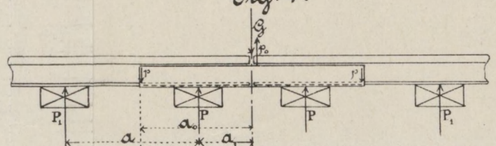


Fig: 48

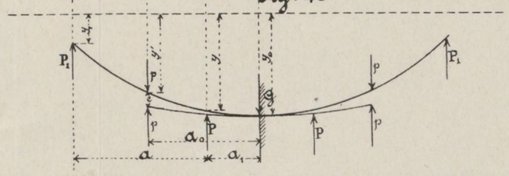


Fig: 50

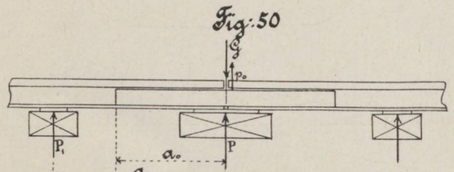


Fig: 51

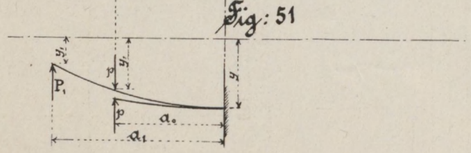


Fig: 52.

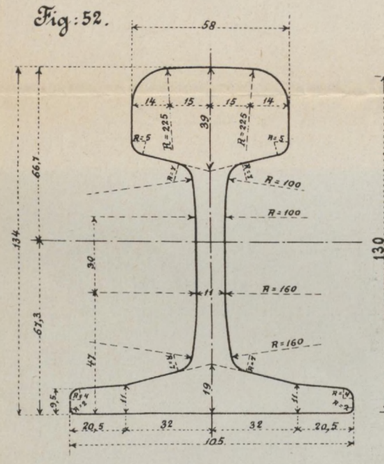


Fig: 54.

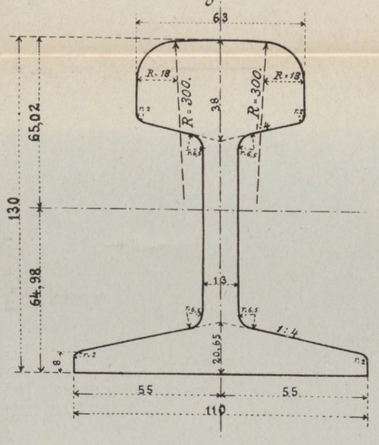


Fig: 53.

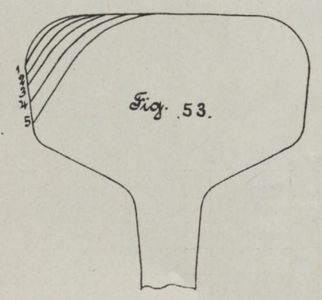


Fig. 55.

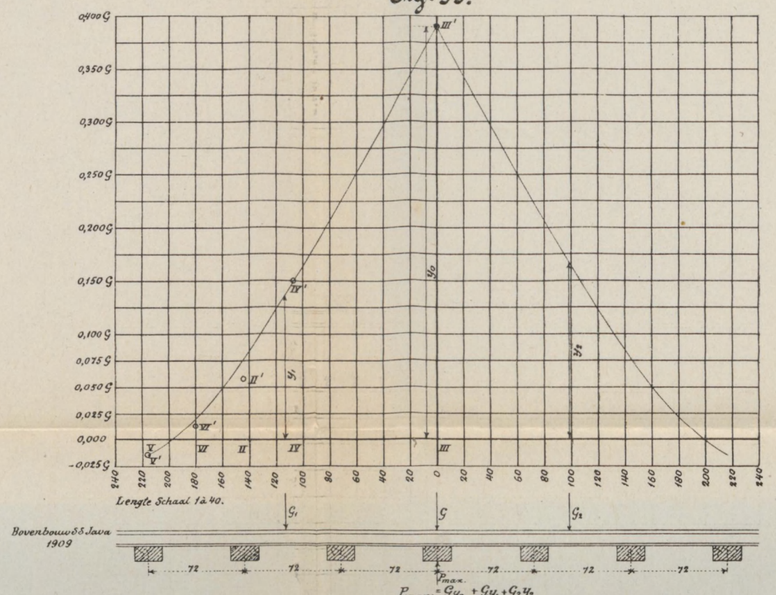


Fig: 57.

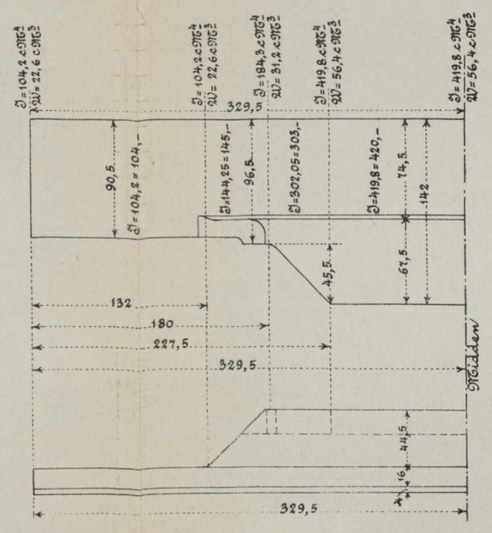


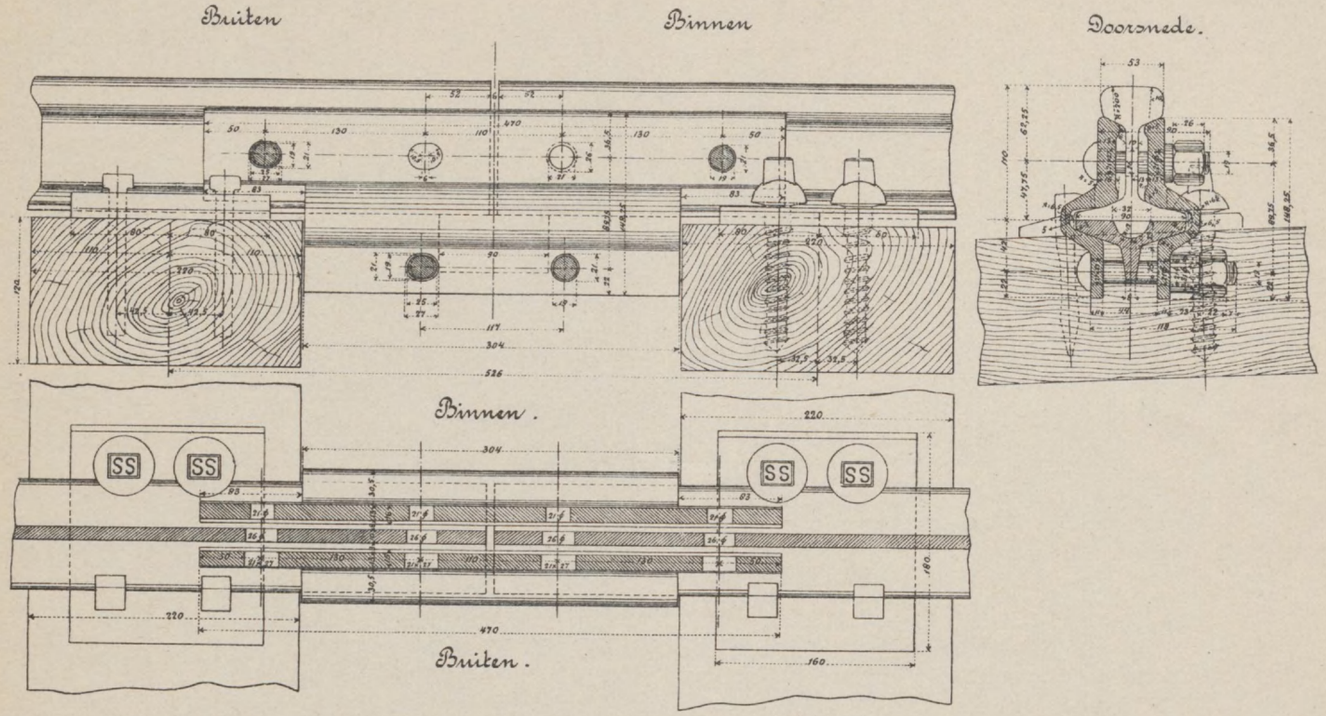
Fig: 56.

Invloedslijn voor den maximalen dwarsliggerdruk onder den middelsten last van een stelsel van drie lasten.

Staatsspoorwegen op Java.
Wijdte 1,067 M.

Laschverbinding.
Model 1900.
Schaal 1 à 6.

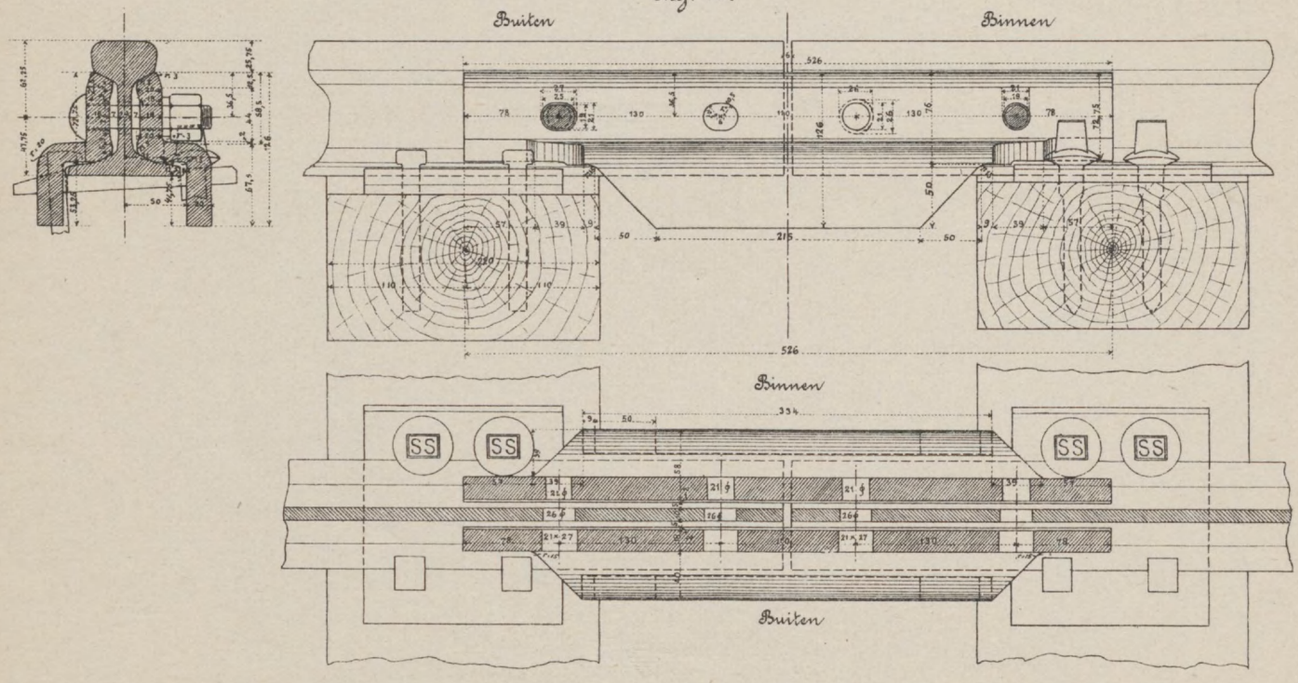
Fig. 7.



Staatsspoorwegen op Java.
Wijdte 1,067 M.

Nieuw ontworpen laschverbinding No I.
Schaal 1 à 6.

Fig. 40.



Netto gewicht binnenlaschplaat	8,23	KG.
Netto gewicht buitenlaschplaat	8,16	"
Gewicht 1 bout	± 0,49	"
Gewicht 1 ring	± 0,21	"

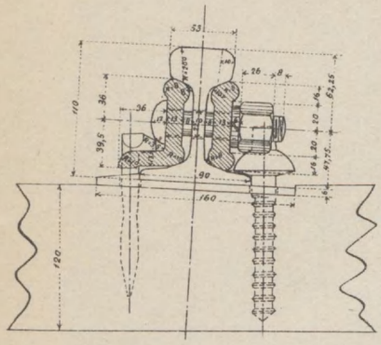
Staatsspoorwegen op Java.
Wijdte 1,067 M.

Oude laschverbinding.

Fig. 36.

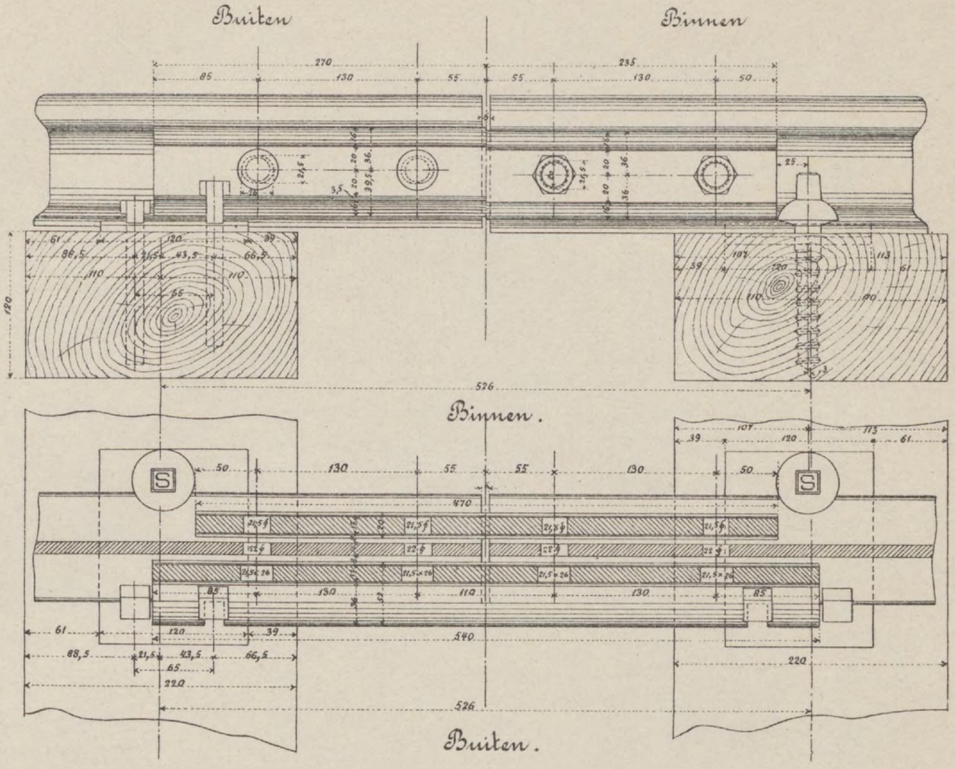
Schaal 1 à 6.

Doorsnede.



Buiten

Binnen



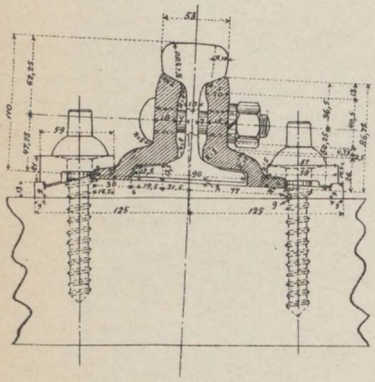
Staatsspoorwegen op Java.
Wijdte 1,067 M.

Nieuw ontworpen laschverbinding N° IV.

Schaal 1 à 6.

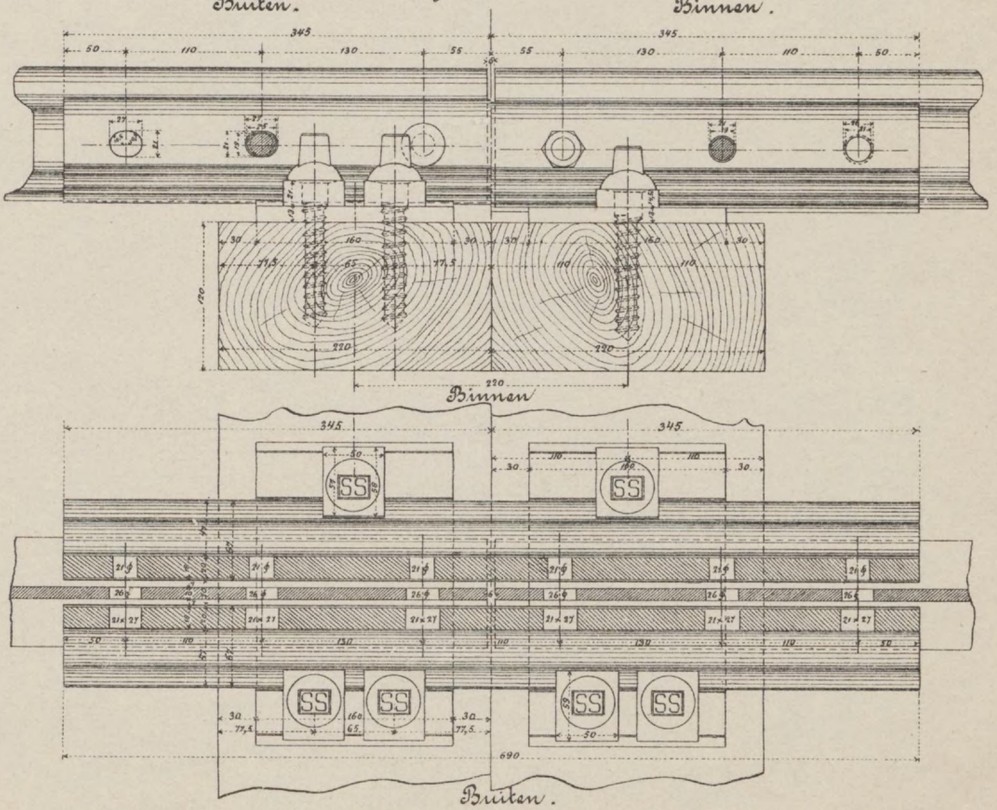
Fig: 49.

Doorsnede.



Buiten.

Binnen.



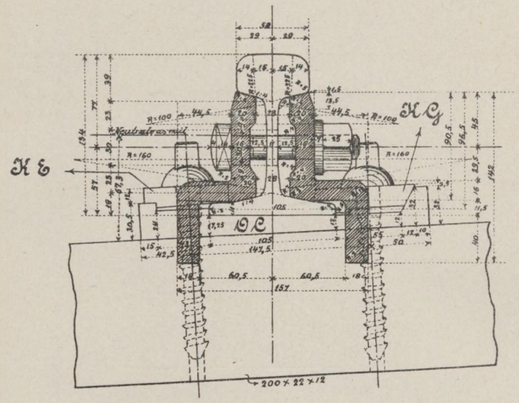
Bovenbouw voor Hoofdlijnen der Staatsspoorwegen op Java.

Model 1909. Merk A No. 194.

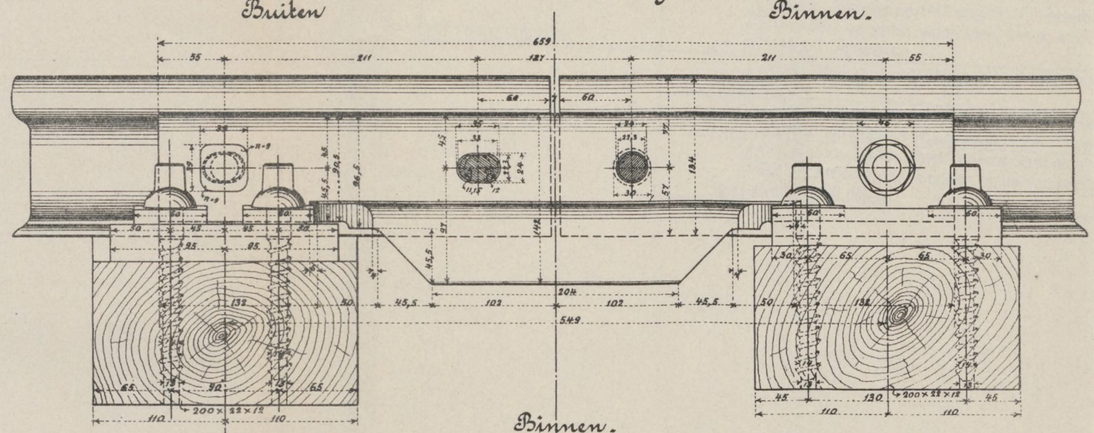
Schaal 1 à 4.

Laschverbinding.

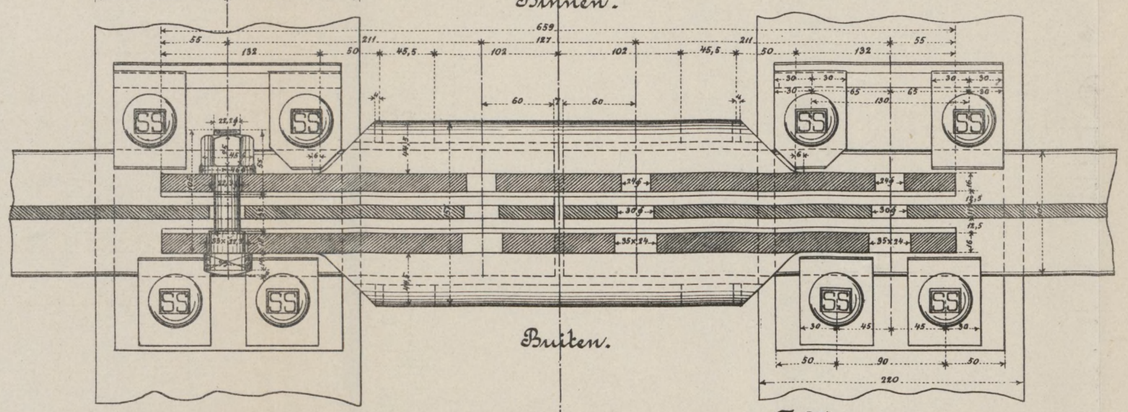
Dwarsdoorsnede.



Buiten



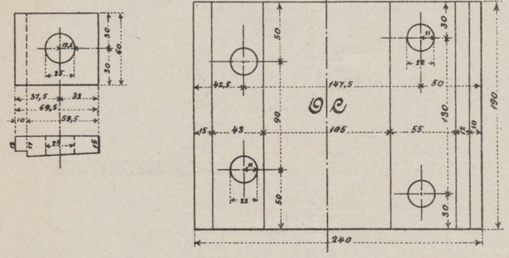
Binnen.



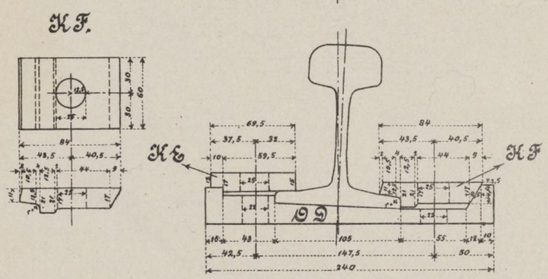
Binnen.

Buiten.

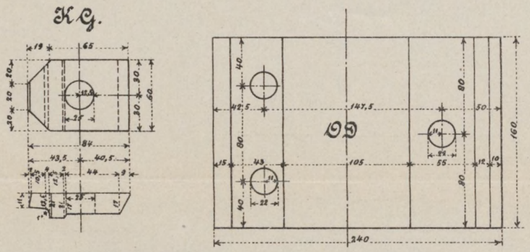
K E.



K F.



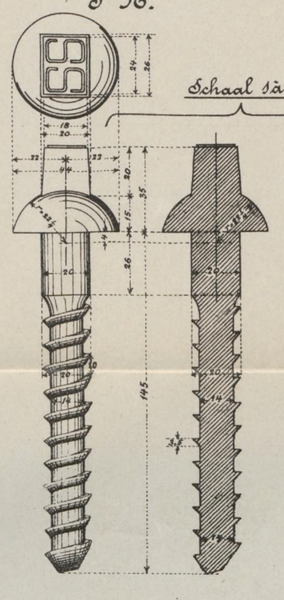
K G.



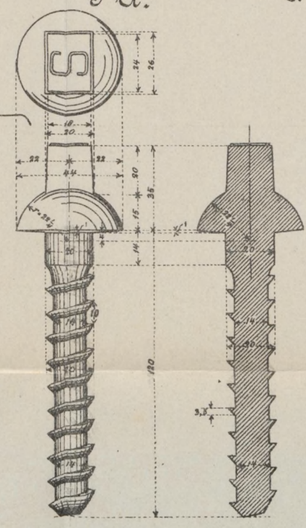
Per lengte van 11,907 M van het normale spoor benoodigd.

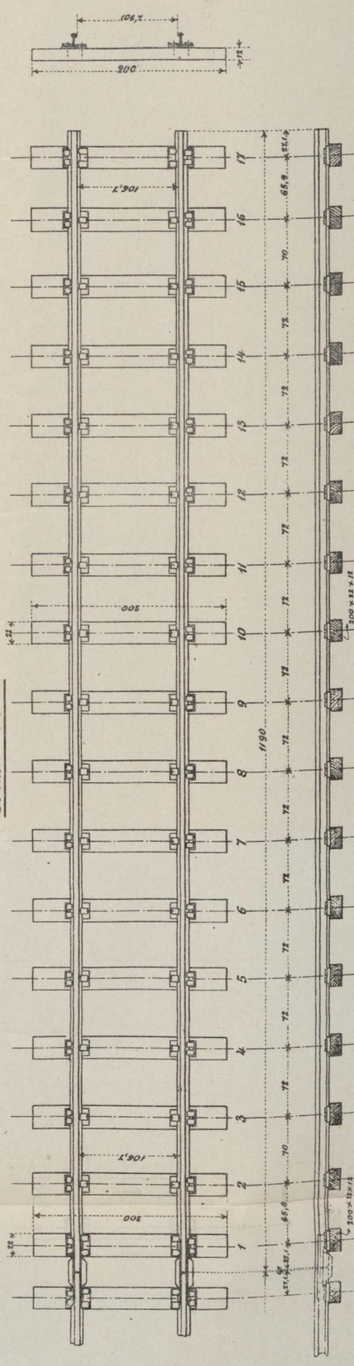
Aantal.	Omschrijving en merk der onderdeelen van den bovenbouw.		Netto Gewicht per stuk in K.G.	Totaal gewicht in K.G.	Per M' spoor benoodigd.
	Vloeistaal.				
2	Rails lang 11,90 M. van 33,4 K.G/M'	R N. 1909	397,22	794,44	
2	Binnenlaschplaten	L N. 1909	11,67	23,34	
2	Buitenlaschplaten	L T. 1909	11,54	23,08	
		Totaal vloeistaal		840,86	70,619 K.G.
	Vloeijzer.				
8	Laschhouten met grootmoer (Bundmutter)	B L. 1909	0,77	6,16	
4	Onderlegplaten	O C. 1909	6,15	24,60	
30	" "	O D. 1909	5,18	155,40	
68	Klemplaten	K E. 1909	0,44	29,92	
34	" "	K F. 1909	0,56	19,04	
4	" "	K G. 1909	0,52	2,08	
106	Ongalvaniseerde tirefonds	T N. 1909	0,45	47,70	
		Totaal vloeijzer		284,90	23,927 K.G.
	Djatiehout.				
17	Dwarsliggers van 2,00 × 0,22 × 0,12 M³		0,0528 M³	0,8976 M³	0,0754 M³
	Opmerking.				
	De rails lang 11,81 M. van 33,4 K.G/M' voor het gebogen spoor zijn gemerkt	R K 1909.	394,21		
	De tirefonds te gebruiken bij 't spoor zonder onderlegplaten (rijsporen) zijn gemerkt	T' A 1909.	0,39		

T N.



T A.



Normaal spoor.

Schaal 1 à 50.