

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BALASTSIZ DEMİRYOLU ÜSTYAPISININ
YAPISAL MODELLENMESİ VE ANALİZİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Oğuzhan MODEREN**

Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği

Programı : Ulaştırma Mühendisliği

HAZİRAN 2010

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BALASTSIZ DEMİRYOLU ÜSTYAPISININ
YAPISAL MODELLENMESİ VE ANALİZİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Oğuzhan MODEREN
(501061414)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 07 Mayıs 2010
Tezin Savunulduğu Tarih : 10 Haziran 2010**

Tez Danışmanı : Yrd. Doç. Dr. Nevzat ERSELCAN(İTÜ)

**Diğer Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Zekai CELEP (İTÜ)
Doç. Dr. İsmail ŞAHİN (YTÜ)**

HAZİRAN 2010

ÖNSÖZ

Ulaştırma ağları içerisinde demiryollarının, gerek kent içi taşımacılıkta gerekse şehirlerarası ve milletlerarası taşımacılıkta hızla yaygınlığını artırması üstyapı hat tasarımında yeni arayışları beraberinde getirmektedir. Her ne kadar 30 yılı aşkın süredir bir çok ülkede kullanılmakta olsa da yurdumuzda yeni yeni uygulanma imkanı bulan balastsız üstyapı tipleri bahsettiğimiz yeni arayışlara verilebilecek en önemli örneklerden birini teşkil etmektedir.

Bu çalışmamızda kısaca dünyada yaygın olarak kullanılan balastsız üstyapı tipleri incelenmiş ve beton plak üstyapısının SAP 2000 programı ile modellenmesine ve analizine çalışılmıştır.

Çalışmanın hazırlanmasında verdiği her türlü destek ile Danışman Hocam Sn. Yrd. Doç. Dr. Nevzat ERSELCAN' a, bilgi ve çalışmaları ile kendilerinden istifade ettiğim Sn. Doç. Dr. Necmettin GÜNDÜZ, Yrd. Doç. Dr. Hakan GÜLER ve Sn. Dr. Veysel ARLI' nın şahsında İstanbul Ulaşım A.Ş.' ye ayrıca anlayış ve yardımını eksik etmeyen eşim Sn. Elif MODEREN' e teşekkür ederim..

Haziran 2010

Oğuzhan MODEREN
(İnşaat Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
ÖNSÖZ.....	iii
İÇİNDEKİLER	v
ÇİZELGE LİSTESİ.....	vii
ŞEKİL LİSTESİ.....	ix
SEMBOL LİSTESİ	xiii
ÖZET.....	xv
SUMMARY	xvii

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : Değişik elastik ray altlık tipleri için 25°C sıcaklık altında yay katsayıları.	9
Çizelge 4.1 : Çeşitli Zemin Türleri İçin Yatak Katsayıları.....	30
Çizelge 4.2 : Emniyet ve yol kalite katsayıları.	36
Çizelge 6.1 : A noktasına ait hesap cetveli.	52
Çizelge 6.2 : B noktasına ait hesap cetveli.	53
Çizelge 6.3 : C noktasına ait hesap cetveli.	53
Çizelge 6.4 : D noktasına ait hesap cetveli.	53
Çizelge 6.5 : Zimmermann yöntemi ve SAP2000 programı ile elde edilmiş çökme ve moment değerleri.	54
Çizelge 6.6 : Plak elemanlarında oluşacak çökme ve dönme bilinmeyenleri.....	56
Çizelge 6.7 : A yüklemesi altında yatak katsayısına göre parametrik çözüm sonucu elde edilen sonuçlar.	60
Çizelge 6.8 : B yüklemesi altında yatak katsayısına göre parametrik çözüm sonucu elde edilen sonuçlar.	62
Çizelge 6.9 : A yüklemesi altında elastik altlığın yay katsayısına göre parametrik çözüm sonucu elde edilen sonuçlar.	65
Çizelge 6.10 : B yüklemesi altında elastik altlığın yay katsayısına göre parametrik çözüm sonucu elde edilen sonuçlar.	67
Çizelge 6.11 : A yüklemesi altında plak kalınlığına göre parametrik çözüm sonucu elde edilen sonuçlar.	69
Çizelge 6.12 : B yüklemesi altında plak kalınlığına göre parametrik çözüm sonucu elde edilen sonuçlar.	71

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1.a: Balastlı üstyapı şematik gösterimi.....	3
Şekil 2.1.b: Balastlı üstyapı örnek kesiti.	3
Şekil 2.2: Balastsız üstyapıda tabakaların sıralanması.	4
Şekil 2.3: Değişik ray bağlantı elemanları.....	7
Şekil 2.4: Ray altlığı 8	8
Şekil 2.5: Stedef sistemi enkesiti 9	9
Şekil 2.6: Monoblok traverslerle hazırlanmış Rheda üstyapısı 11	11
Şekil 2.7: Rheda Berlin tipi balastsız üstyapı 11	11
Şekil 2.8: Züblin sistemi enkesidi 13	13
Şekil 2.9: Züblin Sisteminde poz makinası ve traverslerin döşenmesi 13	13
Şekil 2.10: Beton işlemi tamamlanmış hat 14	14
Şekil 2.11: Walter üstyapısı enkesiti 14	14
Şekil 2.12: Tipik Shinkansen üstyapı elemanları 15	15
Şekil 2.13: Shinkansen üstyapısı 16	16
Şekil 2.14: Çerçeve tipi Shinkansen üstyapısı tünel uygulaması 16-17	16-17
Şekil 2.15: Stedef tipi üstyapılarda kullanılan travers ve sönümlleme sistemi 17	17
Şekil 2.16: İşletme altında Stedef sistemi..... 18	18
Şekil 2.17: Infundo üstyapısı 19	19
Şekil 2.18: Infundo üstyapısı enkesit ve inşası..... 19	19
Şekil 3.1: Plak çeşitleri ve dış kuvvet etkisiyle iç kesitte meydana gelen kesit tesirleri.....	22
Şekil 3.2: Plak elemanı üzerindeki kesit tesirleri 23	23
Şekil 3.3: Plak elemanı üzerindeki gerilme durumu..... 25	25
Şekil 3.4: Şekil değiştirmeden önceki ve sonraki plak kesiti 25	25
Şekil 3.5: Sonsuz küçük eleman üzerinde açılal dönme 26	26
Şekil 4.1: Plaka yükleme deneyi ve deney sonrası ortaya çıkan σ/ y grafiğı 30	30
Şekil 4.2: Elastik zemin üzerindeki sürekli kirişte yük etkisiyle oluşlan kesit tesirleri.....	32
Şekil 4.3: Ray-travers ızgara sistemine ait büyüklükler 34	34
Şekil 4.4: Traverse gelen tekerlek yükü dağılımı 35	35
Şekil 5.1: Düzensiz geometriye sahip bir levhanın üçgen sonlu elemanlarla idealleştirilmesi 37	37
Şekil 5.2: Sonlu eleman örnekleri..... 38	38
Şekil 5.3: Eksenel yüklü kolonun yay olarak modellenmesi..... 39	39
Şekil 5.4: Eksenel yüklü kolon ve temsili yay modeli..... 40	40
Şekil 5.5: Rijitliğı k olan bir yayın P yükü ile çekilmesi..... 42	42
Şekil 5.6: Potansiyel enerjinin minimumu 43	43
Şekil 5.7: Tek boyutlu sonlu eleman 44	44
Şekil 5.8: Dikdörtgen eleman düğüm noktası serbestlikleri..... 45	45
Şekil 5.9: Plak sonlu eleman serbestlikleri 47	47
Şekil 5.10: Pascal üçgeni 47	47

Şekil 5.11: A matrisi	48
Şekil 5.12: Rijitlik Matrisi	49
Şekil 6.1: Örnek probleme ait tekerlek yükleri ve karakteristik büyüklükler	9
Şekil 6.2: Örnek problemin SAP2000 ile oluşturulmuş modeli	9
Şekil 6.3: Elastik kirişin şekil değiştirmiş hali	9
Şekil 6.4: Elastik kirişe ait eğilme momenti diyagramı	9
Şekil 6.5: Örnek plak	9
Şekil 6.6: Çeyrek plakta meydana gelen çökme ve dönme serbestlikleri	56
Şekil 6.7: Örnek problemin SAP2000 programı ile modellenerek çözülmüş hali....	57
Şekil 6.8: Üstyapı-zemin modeline ait bileşenlerin şematik görünümü	58
Şekil 6.9: Plak geometrisine ait verilerin şematik gösterimi	9
Şekil 6.10: Plagın sonlu elemanlara bölünmüş haline ait plan görünümü	58
Şekil 6.11: Üstyapı hesabında kullanılmak üzere UIC 702 kodunda belirtilen yük katarları	59
Şekil 6.12: Her iki yükleme sonucunda şekil değiştirmiş plagın abartılı perspektif görünümleri.	60
Şekil 6.13: A yüklemesi altında yatak katsayısının artışıyla kesit zorlarında meydana gelen değişim grafikleri.	61-62
Şekil 6.14: B yüklemesi altında yatak katsayısının artışıyla kesit zorlarında meydana gelen değişim grafikleri.	63-64
Şekil 6.15: A yüklemesi altında yay katsayısının artışıyla kesit zorlarında meydana gelen değişim grafikleri.	65-66
Şekil 6.16: B yüklemesi altında yay katsayısının artışıyla kesit zorlarında meydana gelen değişim grafikleri	67-68
Şekil 6.17: A yüklemesi altında plak kalınlığının artışıyla kesit zorlarında meydana gelen değişim grafikleri	69-70
Şekil 6.18: B yüklemesi altında plak kalınlığının artışıyla kesit zorlarında meydana gelen değişim grafikleri	71-72
Şekil A.1: M_x Moment Değişimi	77
Şekil A.2: M_y Moment Değişimi	77
Şekil A.3: V_x Kesme Kuvveti Değişimi	77
Şekil A.4: V_y Kesme Kuvveti Değişimi	77
Şekil A.5: M_x Moment Değişimi	78
Şekil A.6: M_y Moment Değişimi	78
Şekil A.7: V_x Kesme Kuvveti Değişimi	78
Şekil A.8: V_y Kesme Kuvveti Değişimi	78
Şekil A.9: M_x Moment Değişimi	78
Şekil A.10: M_y Moment Değişimi	79
Şekil A.11: V_x Kesme Kuvveti Değişimi	79
Şekil A.12: V_y Kesme Kuvveti Değişimi	79
Şekil A.13: M_x Moment Değişimi	79
Şekil A.14: M_y Moment Değişimi	79
Şekil A.15: V_x Kesme Kuvveti Değişimi	79
Şekil A.16: V_y Kesme Kuvveti Değişimi	80
Şekil A.17: M_x Moment Değişimi	80
Şekil A.18: M_y Moment Değişimi	80
Şekil A.19: V_x Kesme Kuvveti Değişimi	80
Şekil A.20: V_y Kesme Kuvveti Değişimi	80
Şekil A.21: M_x Moment Değişimi	81
Şekil A.22: M_y Moment Değişimi	81

Şekil A.23: V_x Kesme Kuvveti Değişimi	81
Şekil A.24: V_y Kesme Kuvveti Değişimi	81
Şekil B.1: M_x Moment Değişimi	83
Şekil B.2: M_y Moment Değişimi	83
Şekil B.3: V_x Kesme Kuvveti Değişimi	83
Şekil B.4: V_y Kesme Kuvveti Değişimi	83
Şekil B.5: M_x Moment Değişimi	84
Şekil B.6: M_y Moment Değişimi	84
Şekil B.7: V_x Kesme Kuvveti Değişimi	84
Şekil B.8: V_y Kesme Kuvveti Değişimi	84
Şekil B.9: M_x Moment Değişimi	84
Şekil B.10: M_y Moment Değişimi	85
Şekil B.11: V_x Kesme Kuvveti Değişimi	85
Şekil B.12: V_y Kesme Kuvveti Değişimi	85
Şekil B.13: M_x Moment Değişimi	85
Şekil B.14: M_y Moment Değişimi	85
Şekil B.15: V_x Kesme Kuvveti Değişimi	85
Şekil B.16: V_y Kesme Kuvveti Değişimi	86
Şekil B.17: M_x Moment Değişimi	86
Şekil B.18: M_y Moment Değişimi	86
Şekil B.19: V_x Kesme Kuvveti Değişimi	86
Şekil B.20: V_y Kesme Kuvveti Değişimi	86
Şekil B.21: M_x Moment Değişimi	87
Şekil B.22: M_y Moment Değişimi	87
Şekil B.23: V_x Kesme Kuvveti Değişimi	87
Şekil B.24: V_y Kesme Kuvveti Değişimi	87
Şekil C.1: M_x Moment Değişimi	89
Şekil C.2: M_y Moment Değişimi	89
Şekil C.3: V_x Kesme Kuvveti Değişimi	89
Şekil C.4: V_y Kesme Kuvveti Değişimi	89
Şekil C.5: M_x Moment Değişimi	90
Şekil C.6: M_y Moment Değişimi	90
Şekil C.7: V_x Kesme Kuvveti Değişimi	90
Şekil C.8: V_y Kesme Kuvveti Değişimi	90
Şekil C.9: M_x Moment Değişimi	90
Şekil C.10: M_y Moment Değişimi	91
Şekil C.11: V_x Kesme Kuvveti Değişimi	91
Şekil C.12: V_y Kesme Kuvveti Değişimi	91
Şekil C.13: M_x Moment Değişimi	91
Şekil C.14: M_y Moment Değişimi	91
Şekil C.15: V_x Kesme Kuvveti Değişimi	91
Şekil C.16: V_y Kesme Kuvveti Değişimi	92
Şekil C.17: M_x Moment Değişimi	92
Şekil C.18: M_y Moment Değişimi	92
Şekil C.19: V_x Kesme Kuvveti Değişimi	92
Şekil C.20: V_y Kesme Kuvveti Değişimi	92
Şekil C.21: M_x Moment Değişimi	93
Şekil C.22: M_y Moment Değişimi	93
Şekil C.23: V_x Kesme Kuvveti Değişimi	93
Şekil C.24: V_y Kesme Kuvveti Değişimi	93

SEMBOL LİSTESİ

h	: Plak kalınlığı
x,y,z	: Kartezyen koordinatlar
m	: Sonsuz küçük eleman için moment
p_z	: Z doğrultusunda dış yük
M	: Moment
V	: Kesme kuvveti
∂	: Kısmi diferansiyel
σ	: Gerilme
E	: Elastisite modülü
ϵ	: Şekil değiştirme
ν	: Poisson oranı
τ	: Kayma gerilmesi
ν	: Kayma açısı
G	: Kayma modülü
γ	: Açı değişimi
w	: Çökme
κ	: Plakta şekil değiştirmiş orta yüzeydeki eğrilik değişimi
χ	: Plagın yamukluğu
D	: Eğilme rijitliği
c	: Yatak katsayısı
c_1	: Birim boyutlarda yapılan plaka yükleme deneyinden bulunan katsayı
I	: Atalet momenti
b	: Temel genişliği, eşdeğer genişlik
Q	: Tekerlek yükü
t	: Ray merkezi ile travers arası mesafe
b_t	: Travers genişliği
a	: Travers aralığı
L_t	: Travers boyu
W	: Mukavemet momenti
$\eta(x)$	: Karakteristik fonksiyon
$\mu(x)$	: Karakteristik fonksiyon
ϕ	: Dinamik etki katsayısı
t_e	: Emniyet katsayısı
s	: Yol kalite katsayısı
k	: Yay katsayısı
$[k]$	: Rijitlik matrisi
A	: Kesit alanı
u, v, w	: Yer değiştirme
$[K]$	: Sistem rijitlik matrisi
Π_p	: Toplam potansiyel enerji
U	: İç potansiyel enerji
Ω	: Dış kuvvetlerin yaptığı iş potansiyeli
R	: Reaksiyon kuvveti

$\{a\}$	: Yer değiştirme vektörü
D	: Yayın yer değiştirmesi
D_{eq}	: Denge yer değiştirmesi
N_i, N_j	: Şekil fonksiyonları
L	: Yer değiştirmeleri Şekil değiştirmelere bağlayan lineer operatör
B	: Yer değiştirmeleri Şekil değiştirmelere bağlayan matris
$\{\epsilon\}$	: Şekil değiştirme vektörü
$\{\sigma\}$	: Gerilme vektörü
$[D]$	: Elastisite matrisi
$[K]$	: Rijitlik matrisi

BALASTSIZ DEMİRYOLU ÜSTYAPISININ YAPISAL MODELLENMESİ VE ANALİZİ

ÖZET

Balast tabakası üstyapıya gelen yükleri, geniş bir alana yayarak alt temele aktarır. Bu yararına karşın, balast tabakası sürekli bakım istediğinden yüksek işletme maliyetine neden olur. Bu sakıncaya karşı balastsız üstyapı tipleri geliştirilmiştir.

İnşaat maliyetinin fazla olmasına rağmen iyi şekilde inşa edilen plaklı üstyapının bakım maliyeti göreceli olarak düşüktür. Köprülerde, plak tüm yapının önemli bir bölümünü oluşturmaktadır, üstyapı yüksekliğini azaltması plaklı üstyapının faydasının önemli bir kanıtıdır. İşletmede plaklı üstyapının az bakım gerektiren özellikleri sürdürülebilirse, alt temel tabakalarının homojen ve maruz kaldığı yükleri taşıma yeterliliğine sahip olmasının sağlanması konusunda büyük bir çaba gösterilmesi gerekir. Plaklar prefabrike yada yerinde döküm olabilmektedir.

Bu çalışmada balastsız demiryolu üstyapısının yapısal modellenmesi ve analizi üzerinde çalışılmıştır. Balastsız üstyapı; ray, elastik altlık(selet) ve zemin(elastik yatak) üzerine oturmuş betonarme plaktan oluşmaktadır. Üstyapı-zemin sisteminin modellenmesi ve analizinde sonlu eleman paket programı SAP2000 kullanılmıştır. Modelleme aşamasında, 15 m × 2.5 m ölçülerindeki plak sonlu elemanlara bölünmüş ve zeminin yatak katsayısına eşit alansal yaylar herbir sonlu elemana atanmıştır. Elastik ray altlığı altlığın yay katsayısına eşit elastikliğe sahip çubuk eleman olarak modellenmiştir. Bu çubuk elemanlar bir ucundan ray sonlu elemanların düğüm noktalarına bağlanırken, diğer ucunda ise plak sonlu elemanların düğüm noktalarına bağlanmıştır. Sistem modeli; ray, ray altlığı, betonarme plak ve zemin birlikte çalışacak şekilde gerçekleştirilmiştir. Sistem, Yük Modeli A ve Yük Modeli B (Bu yük modelleri UIC 702 Kodu' nun Yük Modeli 71 ve Yük Modeli SW/0 olarak adlandırılan yük modellerinden türetilmiştir.) olarak adlandırılmış iki farklı yükleme koşulu altında, üç farklı parametrenin değişimine göre çözülmüş ve plaktaki içsel kuvvetlerin(eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri) değişimi hesaplanmıştır. İlk çözüm değişik yatak katsayıları için yapılmıştır. Sonuçlar yatak katsayısının artmasıyla M_x eğilme momentinde ve V_x kesme kuvvetinde düşüş meydana geldiğini göstermektedir. Bununla beraber, M_y ve V_y değerlerinde önemli bir değişim olmamıştır. Buna ek olarak, elastik ray altlığının yay katsayısı için de bir parametrik çözüm hesaplanmıştır. Bu çözümün sonucu olarak, yay katsayısının artmasıyla M_x , M_y eğilme momentleri ile V_x , V_y kesme kuvvetlerinde artış meydana geldiği belirlenmiştir. Daha sonra, plak kalınlığı için bir parametrik çözüm yapılmıştır. Bu çözümün sonucunda, plak kalınlığı artarken M_x eğilme momentinde ve V_x kesme kuvvetinde artış meydana geldiği belirlenmiştir. Bununla beraber, M_y ve V_y değerlerinde ise önemli bir değişim olmamıştır. Son olarak, parametrik çözümlere ait tüm sayısal sonuçlar birlikte değerlendirildiğinde en büyük içsel kuvvetlerin 'Yük Modeli A' koşulu altında meydana geldiği hususunun vurgulanması önemlidir.

STRUCTURAL MODELLING AND ANALYSIS OF BALLASTLESS RAILWAY TRACK

SUMMARY

In order to distribute the loads and to reduce – subgrade stresses railway tracks are supported by a ballast layer. However, ballast layer has disadvantages as well, such as regular maintenance which can be done very limited time interval, when the track has heavy traffic. In order to avoid the disadvantages of ballasted track mentioned above, a number of types of ballastless track have been developed. Although, relatively expensive to build, slab track requires little maintenance, as long as it is built correctly. On bridges, where the slab is a major part of the structure, the reduction in height of track is a major argument in favor of slab track.

If the low-maintenance characteristics of plate track on open line are to be retained, great care must be taken to ensure that the subgrade layers are homogenous and capable of bearing the loads imposed. The plates may be prefabricated or poured on site. This thesis deals with the structural modeling and analysis of a unballasted railway track. The ballastless track consists of rail, elastic pad and reinforced concrete plate that lies on a soil (elastic bed). The modelling and the analysis of the track-soil system were accomplished by using the finite element software SAP2000. In the modeling stage, plate having a size of 15.0m×2.5m is divided into finite elements and area springs equals to the bearing coefficient of the soil are assigned to the each finite element. The elastic rail pad is modeled as bar element that has elasticity equals to the spring coefficient of the pad. These bar elements is tied to the joints of the rail road finite elements at the one point and are tied to joints of the plate finite elements at the other point. The system model is ensured to behave together with the rail, the rail pad, the reinforced concrete plate and the soil under loading. The system was solved under two different loading conditions which called as ‘Load Model A’ and ‘Load Model B’ (These load models are derived from the loading models called as ‘Load Model 71’ and ‘Load Model SW/0’ of The UIC 702 Codes) that for the variation of three different parameters and the variation of the internal forces (bending moments and shearing forces) of the plate is evaluated. The first analysis is done by considering various bearing coefficients. The results yield that a decrease in the bending moments M_x and the shearing force V_x , as the bearing coefficient increases. However, the change in M_y and V_y is not very significant. Furthermore, a parametric analysis for the spring coefficient of the elastic rail pad is accomplished as well. As a result of this analysis, an increase in the bending moments M_x and M_y and the shearing force V_x and V_y is determined, as the spring coefficients increases. Then, a parametric analysis for the plate thickness is done. As a result of analysis, a increase in the bending moment M_x and the shear force V_x are determined, as the thickness increases. However, there is no significant variation in M_y and V_y . Finally, it is worth to mention that when all the numerical results of parametric analyses are examined together, the maximum internal forces come into being under the ‘Load Model A’ condition.

1. GİRİŞ

Günümüzde işletilmekte olan demiryolu hatlarının büyük bir bölümünün balastlı olmasına karşın son yıllarda balastsız demiryolu üstyapısı inşaatında gözle görülür bir artış meydana gelmiştir. Bu durumun oluşmasını balastsız üstyapıların; balastlı üstyapıya göre daha az bakıma ihtiyaç duyması, üstyapı yüksekliğinin az olması, üstyapı ağırlığının daha az olması gibi üstünlükleri sağlamaktadır. Özellikle de yüksek hızlı balastlı tren hatlarında bakım ihtiyacının daha çok artması, hızla geçen demiryolu araçları sebebiyle tekerlek ve raylara balast tanelerinin hızla çarpması gibi bir takım güvenlik sorunları da balastsız üstyapıya olan ilgiyi artırmaktadır. Ayrıca trafik yoğunluğunun sürekli artması buna bağlı olarak da bakım ihtiyacının da sürekli artıyor olması, hatların tüm işletme ömrü düşünüldüğünde balastsız üstyapıları cazip hale getirmektedir.

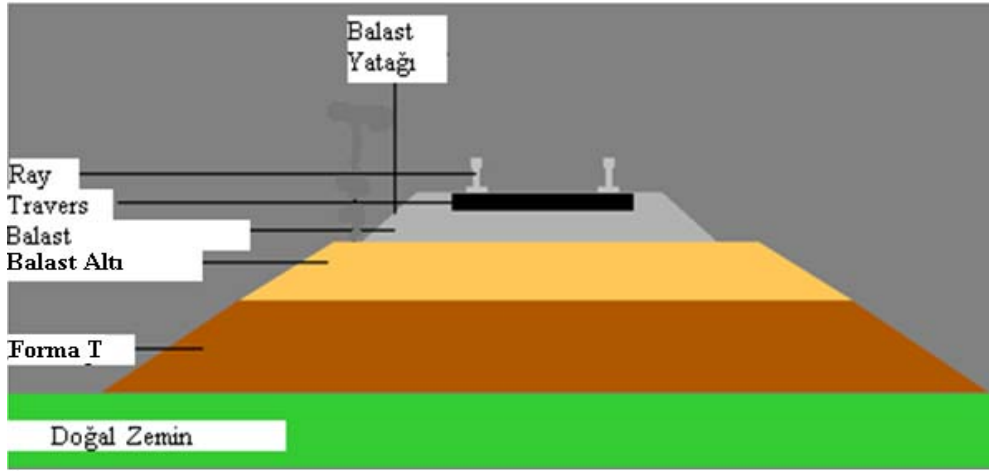
Sonuç olarak günümüzde yapılan demiryolu yatırımlarında ilk yatırım maliyetinden ziyade tüm işletme ömrünün dikkate alınması balastsız demiryollarına olan talebin artması sonucunu doğurmaktadır.

Yedi Bölümden oluşan çalışmanın birinci bölümünde genel bir giriş yapıldıktan sonra ikinci bölümde balastlı ve balastsız üstyapıların ana elemanları tanıtılarak dünyada en yaygın olarak kullanılan balastsız üstyapı tiplerinin önemli özellikleri hakkında bilgi verilmiştir. Üçüncü bölümde üstyapının ana elemanı olan plağın teorisi ana özellikleri ile anlatılarak plak diferansiyel denklemi elde edilmiştir. Dördüncü bölümde balastlı üstyapı hesabına ait Zimmermann yönteminden bahsedilmiş beşinci bölümde ise SAP2000 programının çalışma mantığını oluşturan sonlu elemanlar yönteminin ana prensiplerine kısaca değinilmiştir. Altıncı bölümde SAP2000 programı ile öncelikle balastlı üstyapı modellenerek çözülmüş ardından da balastsız üstyapı için; zeminin yatak katsayısına, elastik seletin yay katsayısına ve plak kalınlığına göre parametrik modellemeler yapılarak çözülmüştür. Sonuç bölümünde ise bir önceki bölümde yapılan parametrik çözümlerin sonuçları üzerinde tartışılmıştır.

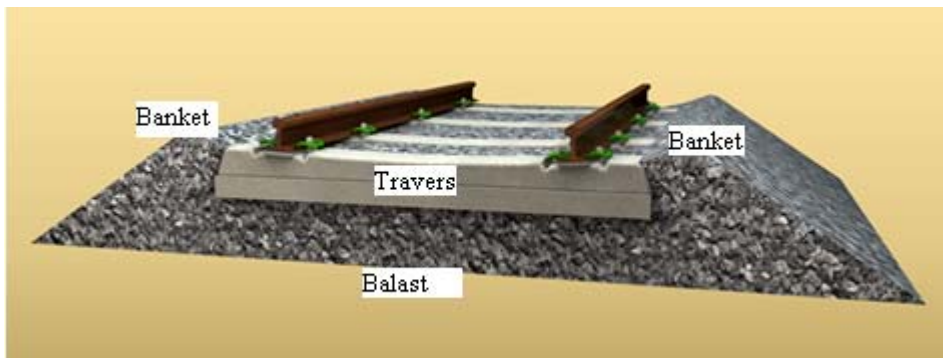
2. BALASTLI VE BALASTSIZ DEMİRYOLU ÜSTYAPISI

2.1 Balastlı Demiryolu Üstyapısı

Geleneksel demiryolu hatlarında tekerlek yükleri zemine sırasıyla ray, travers, küçük malzeme, balast tabakası, alt balast tabakası ve forma tabakası yardımıyla aktarılmaktadır. (Şekil 2.1.a ve Şekil 2.1.b)



Şekil 2.1.a: Balastlı üstyapı şematik gösterimi



Şekil 2.1.b: Balastlı üstyapı örnek enkesidi

Balast tabakası üzerine birbirine bağlanarak yerleştirilen ray-travers çerçevesi şeklindeki yapım tarzı klasik yapının hem ucuz hemde pratik olarak inşa edilebilmesine imkan vermektedir. Bu üstyapı biçimi elastik bir yapıya sahip olup hat geometrisinde bozulmalar meydana geldiğinde de kolayca onarılabilmektedir.

Balast tabakası drenaj görevinin yanı sıra ray-travers çerçevesini doğal zeminin olumsuzluklarından korumakta ayrıca ray-travers çerçevesinden gelen statik ve dinamik yükleri daha geniş bir alana yayarak zemine aktarmaktadır.

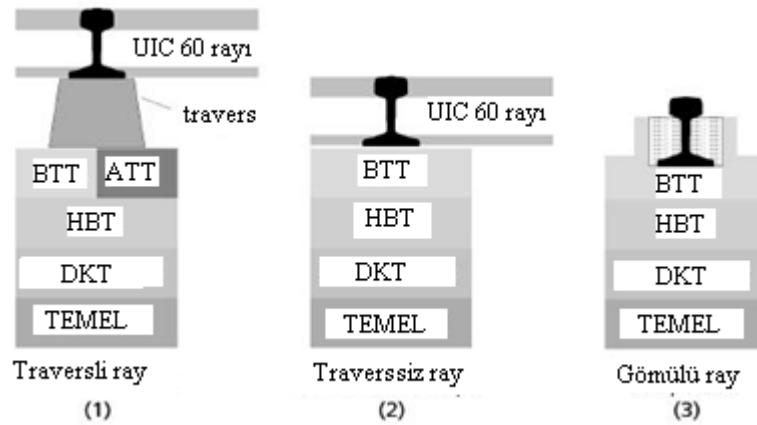
2.2 Balastsız Demiryolu Üstyapısı

Balastsız üstyapıda balast tabakasının yerini daha rijit ve geçirgen olmayan beton ya da asfalt taşıyıcı tabaka alır. Klasik üstyapıda sağlanan elastiklik özelliği ise balastsız üstyapıda rayların altına yerleştirilen elastik altlıklar(seletler) vasıtasıyla sağlanır.

Balastsız üstyapıdaki inşa prensibi, farklı taşıyıcı tabakaların rijitlik derecelerine göre üstten alta doğru sıralanmasıdır. Bu sıralama sırasıyla;

1. Ray ve ray sabitleme elemanları
2. Beton taşıyıcı tabaka (BTT) ya da asfalt taşıyıcı tabaka (ATT)
3. Suyun etkisinden koruyucu hidrolik olarak bağlanmış tabaka (HBK)
4. Dondan koruyucu tabaka (DKT)
5. Temel

şeklinde olmaktadır (Şekil 2.2).



Şekil 2.2: Balastsız üstyapıda tabakaların sıralanması

2.3 Balastlı ve Balastsız Üstyapıların Karşılaştırılması

Balastlı üstyapıdaki en büyük sorunlar arasında; işletme yükleri altındaki balast tabakasında devamlı olarak oluşan geometrik bozulmaların, balast tanelerin statik-dinamik yükler etkisinde aşınarak istenen formlarını ve bunun sonucunda da drenaj ve taşıma özelliklerini kaybetmelerinin olduğu söylenebilir. Bunun yanında rayları

taşıyan traverslerin rijit olmayan balast tabakası üzerinde bulunması sebebiyle de hat geometrisi sürekli olarak deforme olmaktadır. Şüphesiz yukarıda sayılan balastlı üstyapı problemleri boyuna ve enine doğrultuda yüksek rijitliğe sahip olan balastsız üstyapıda görülmemekte bu da hem yolcu konforunu artırmakta hem de bakım masraflarını önemli ölçüde azaltmaktadır.

Balastlı üstyapının sakıncalarını aşağıdaki gibi sıralamak mümkündür;

- Zaman içerisinde trafik yükleri sonucunda boyuna ve yanal doğrultularda hatta kaymalar meydana gelir.
- Yüksek hızın etkisiyle balast fırlayarak araca ve raylara çarpıp zarar verebilir.
- Balastlı üstyapının enkesit yüksekliği fazla olduğundan tünel geçişlerinde tünel enkesitinin büyütülmesi gerekmektedir.
- Balast yatağındaki yetersiz yanal kayma direnci sebebiyle dengelenmeyen yanal kuvvetler oluşabilir.
- Sanat yapılarında balast ağırlığının fazla olması sebebiyle taşıyıcı eleman kesitleri daha büyük yapılmak durumundadır.
- Balast tabakasının aşınması sebebiyle oluşan kirlilik balast geçirgenliği azaltır.

Balastsız üstyapının üstünlüklerini ise şu şekilde sıralamak mümkündür;

- Bakım ihtiyacı az olup yapılan bakım çalışmaları genel olarak rayların, ray bağlantı elemanlarının bakımı veya değiştirilmesi şeklindedir.
- Balast tozlarından kaynaklanan kirlilik sorunu yoktur.
- Balast malzemesinin eksilmesi durumunda uygun malzemenin bulunamaması gibi sorunlar yaşanmaz.
- Kullanım ömrü çok daha fazladır.
- Çok yüksek hızlarda bile araç düşük titreşimle seyrini devam ettirebilir.
- Bakım ihtiyacı daha az ve bakım süresi de kısa olduğu için işletme yoğunluğu etkilenmez.
- Yüksek hızlarda demiryolu arabalarının oluşturduğu hava akımı etkisi ile oluşan sürüklenme kuvvetleri balast olmadığı için üstyapıyı etkilemez.
- Üstyapı yüksekliği az üstyapı ağırlığı ise balastlı üstyapıya göre daha hafiftir.

- Hattın dikey ve yanal doğrultularında küçük hat düzeltmelerine müsaade eder.

- Lastik tekerlekli araçların hatta dolaşması mümkündür.

- İşletme maliyetleri genellikle balastlı üstyapıya göre daha düşüktür

Balastsız üstyapının sakıncaları ise aşağıdaki gibi sıralanabilir;

- Yapım maliyeti daha yüksektir.

- Araçtan ve hattan kaynaklanan sesler, bir balast tabakası olmadığından çok daha az sönümlenir.

- Hat doğrultusunda ve yüksekliğinde yapılmak istenecek değişiklikler büyük miktarda iş yapılmasını gerektirir.

- Dolgulardaki büyük düşey yer değiştirmelere uyum sınırlıdır.

- Derayman (Raydan çıkma) durumunda onarım işlemleri çok daha fazla zaman ve çaba gerektirir.

- Taşıyıcı beton tabakanın yapılmasından önce alttaki tabakanın oturma yapmayacak şekilde iyice hazırlanması gereklidir.

2.4 Balastsız Üstyapı Elemanları

2.4.1 Raylar

Üstyapı tasarımında kullanılacak ray tipi, hatta geçerli olacak trafik koşulları doğrultusunda demiryolu araçlarından gelecek statik ve dinamik yükleri taşıyabilecek yeterlilikte kesit ve malzeme özelliklerine sahip olmalıdır. Standart bir demiryolu hattında hafif trafik yükleri söz konusu ise genellikle UIC50 tipi ray yeterli olurken orta ve ağır trafik yükleri söz konusu ise kullanılan ray tipi UIC 60 olmaktadır.

Trafik yükü ile ray tipine ilişkisi aşağıdaki gibi ifade edilebilir;

- Günlük trafik yükü 25.000 tonun altında ise UIC 50 yeterlidir.

- Günlük trafik yükü 25.000 tondan büyükse UIC 60 kullanılmalıdır [1].

Balastsız üstyapılarda en çok kullanılan ray tipi UIC 60 tır. S54 gibi başka ray çeşitleri de daha az dingil yükleri altında yada daha düşük hızlarda yada daha alçak üstyapı gerekli olduğunda kullanılabilir.

2.4.2 Ray-Travers Bağlantı Elemanları

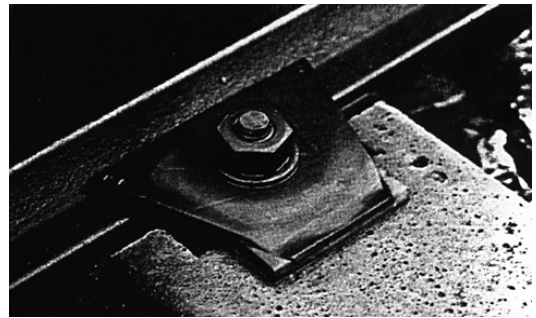
Balastsız üstyapılarda daha çok, yüksekliği ve kenar mesafeleri ayarlanabilen elastik bağlantı elemanları tercih edilmektedir. Bu tarz elemanlar zemindeki oturmalardan kaynaklanabilecek sorunların dengelenmesi ya da ray yerleşimlerinde bazı fabrika üretim hatalarından ya da kullanım yüklerinden kaynaklanabilecek sorunların giderilmesinde faydalıdır.

Ayarlanabilen ray travers bağlantı elemanları için bu opsiyonel sınırlar genellikle yanal düzeltmeler için ± 4 mm, düşey düzeltmeler için ise ± 20 mm civarındadır [4].

Uygulamada Vossloh, Nabla, Pandrol gibi birçok değişik bağlantı elemanı kullanılmaktadır (Şekil 2.3).



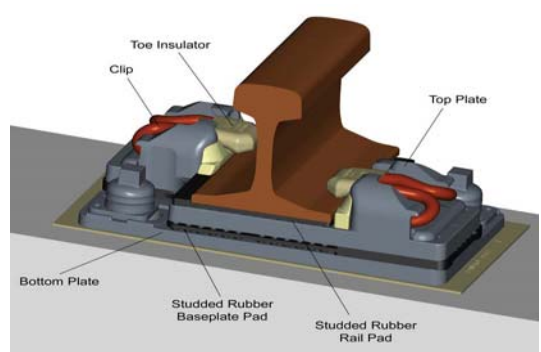
a) Vossloh Bağlantı



b) Nabla Bağlantı



c) Pandrol Bağlantı



d) Pandrol Bağlantı şematik görünümü

Şekil 2.3: Değişik ray bağlantı elemanları

Balastsız üstyapıda kullanılan bağlantı elemanları elastik özelliğe sahiptirler. Vida tipi ve yay tipi olmak üzere iki çeşit elastik bağlantı türünden söz edilebilir. Vida tipi bağlantılara Nabla ve Vossloh örnek olarak verilebilir. Bu tipteki bağlantı elemanlarında mukavemet yüksek olup bakım ve değişim işlemleri kolaydır.

Yay tipi bağlantı elemanlarına ise Pandrol, Lineloc ve Hambo örnek olarak verilebilir.

Elastik bağlantı elemanlarının hizmet özellikleri;

- Elemanların rezonans frekansları rayın rezonans frekansından daha yüksek olmalıdır.
- Yıllar içerisinde rayları sabitleyen kuvvette azalma olmamalıdır.
- Elemanların sıklıkları kolaylıkla üstyapı üzerinde kontrol edilebilmelidir.
- Bağlantı elemanı uzun süre boyunca esnekliğini muhafaza edebilmelidir.

2.4.3 Elastik Altlıklar(Seletler)

Elastik altlıklar, ray ile travers yahut ray ile beton plak arasına konulan kauçuk gibi elastik malzemelerden üretilmiş üstyapı elemanlardır (Şekil 2.4). Bu elemanlar;

- Raylardan gelen yükü alttaki elemana düzgün bir şekilde iletebilmelidir.
- Elastik altlıklar araç tekerleklerinden yada üstyapıdaki kusurlardan kaynaklanan titreşimi sönümleyici etkiye sahip olmalıdır.
- Elastikiyet özelliği ray bağlantı elemanlarının elastikiyeti ile uyumlu olmalıdır. Böylece bağlantı elemanları raydan gelen boyuna ve yanıl doğrultudaki kuvvetlere karşı devamlı olarak ihtiyaç duyulan direnci gösterebilir.
- Yorulmaya karşı yeterince dirençli olmalıdır.
- Elektriksel iletkenliği zayıf olmalıdır. Raylardaki elektrik akımının traverslere yada beton üstyapıya geçmesini engellemelidirler.
- En az üzerindeki rayın kullanım ömrü kadar bir ömre sahip olmalıdırlar.
- Ray altlıklarının su, yağ, kimyasallar, sıcaklık gibi çevresel etkilere karşı da yeterince dirençli olması gerekmektedir.



Şekil 2.4: Ray altlığı

Çizelge 2.1: Değişik elastik ray altlık tipleri için 25°C sıcaklık altında yay katsayıları.

Elastik Altlık Tipi	Statik Rijitlik (MN/m)	Dinamik Rijitlik (MN/m)
Zwp104NT	23	28-29
Zwp104	27	40-42
Zw1000NT	42	57-61
Zw700a	53	71-77
Zw900a	56	75-83

2.4.4 Traversler

Balastsız üstyapı inşaatında travers uygulamaları genellikle iki çeşit olarak yapılmaktadır. Birinci çeşit uygulamada travers betonarme plağın içine gömülü şekilde imal edilirken ikinci uygulamada ise travers betonarme plağın üzerine monte edilmektedir. Betonarme yatağa gömülü travers uygulamalarına Almanya'da yapılan Rheda ve Züblin sistemleri örnek olarak gösterilebilir. Diğer uygulama çeşidine örnek olarak ise Fransız TGV hatları üstyapılarında görülen Stedef sistemi örnektir (Şekil 2.5).



Şekil 2.5: Stedef sistemi enkesiti

2.4.5 Betonarme Plak

Betonarme tabaka kesiti trapez kesit olarak yapılabileceği gibi dikdörtgen kesitlide olabilir. Kesit kalınlığı kullanılacak yere göre (tünel, köprü vs.) değişebilmektedir. Tabaka yerinde döküm tarzıyla imal edilebileceği gibi prefabrik olarak da imal edilebilir. Beton kalitesinin C20' nin (Silindirik numune için en az 20 N/mm² lik, küp numune için ise en az 25 N/mm² lik mukavemet değeri) altında olmaması istenir [3].

2.4.6 Hidrolik veya Bitümle Bağlanmış Tabaka

Taban zemini özelliklerine, iklim koşulları ve trafik yüklerine karşı olarak üstyapıda deformasyon olmaması için bir güvenlik tabakasına ihtiyaç vardır. Bu tabakanın Elastisite Modülü en az 10 GPa, basınç mukavemeti ise 5-6 MPa arasında olmalıdır.

Doğal ya da kırma kum malzemesinin çimento ile beraber karıştırılıp 30 cm lik bir tabaka halinde serilmesiyle oluşturulur.

Hatta don olayları etkisiyle deformasyon oluşmaması için önlem olarak hidrolik koruma tabakası altına strafor beton ya da sert köpük plakalar gibi ısı yalıtım malzemeleri yerleştirilmelidir [3].

2.4.7 Zemin

Tüm üstyapı elemanlarının üzerine inşa edileceği zeminin de yeterli sağlamlığa ve elastikiyete sahip olması gerekmektedir. Bu konuda Alman Demiryolları yeni hatların yapılacağı zeminlerde 120 Mpa lık bir Elastisite Modülüne ihtiyaç olduğunu belirtmektedir. Zeminin sağlamlığının araştırılması için 50 m aralıklarla 6 m derinlik için zemin etüdü yapılmalı eğer zemin yetersiz ise çimento gibi bağlayıcı malzemelerle iyileştirilmelidir [3].

2.5 Balastsız Üstyapı Tipleri

2.5.1 İnşaat Tekniğine Göre Balastsız Üstyapılar

Balastsız üstyapıyı inşa tiplerine göre aşağıdaki gibi sıralamak mümkündür;

1) Ayrık Mesnetli Üstyapı;

a) Traversli olanlar

- i) Gömülü traversliler (Rheda, Züblin, Berlin, Heitkamp, SBV)
- ii) Gömülü olmayan traversliler (ATD, BTB, Getrac, Walter, Sato)

b) Traverssiz olanlar

- i) Prefabrike olarak imal edilenler (Shinkansen, Frames, Plates)
- ii) Birdöküm tekniği ile imal edilenler (Lawn-rail, Hochtief)

2) Sürekli Mesnetli Üstyapı;

a) Gömülü raylı üstyapı (Edilon)

b) Tespitli raylı üstyapı (Ortec, Saargumi) [4].

2.5.2 Balastsız Üstyapı Tip Örnekleri

2.5.2.1 Rheda Sistemi

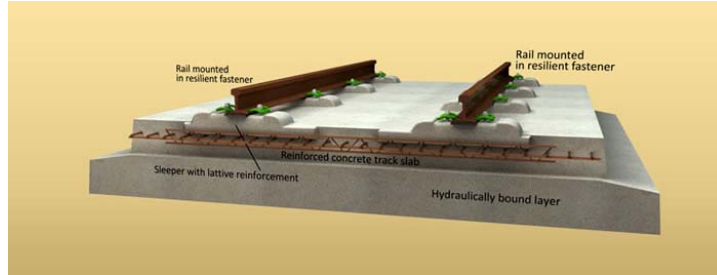
Bu balastsız üstyapı ilk olarak 1972 yılında Almanya'da Rheda İstasyonu'nda kullanılmaya başlandığı için Rheda adını almış olup ilk uygulama monoblok

traverslerin yerinde döküm plak içine gömülü olarak yerleştirilmesi suretiyle yapılmıştır (Şekil 2.6).



Şekil 2.6: Monoblok traverslerle hazırlanmış Rheda üstyapısı

İmalat aşamasında, öncelikle beton yatağı hazırlanır ve beton dökümünden önce traversler bu yatağın içine uygun şekilde yerleştirilir. Traversler beton yatağı içerisine yerleştirilirken boyuna doğrultudaki donatılarla da birbirlerine bağlanırlar. Ardından beton yatağın donatılarının montajı tamamlanarak beton dökümü gerçekleştirilir. Bu üstyapı tipinde traversler monoblok olabildiği gibi ikiz blok da (Rheda Berlin) olabilmektedir (Şekil 2.7).



a) Rheda Berlin balastsız üstyapı enkesidi



b) Rheda Berlin tipi üstyapı beton dökümü için hazırlanmakta

Şekil 2.7: Rheda Berlin tipi balastsız üstyapı

Rheda sisteminin önemli farklılıklarından birisi öngermeli prefabrike betonarme traverslerin kullanılmasıdır. Bu şekilde, öngermeli betonarme prefabrike traverslere bağlanmış olarak inşaat mahalline getirilen ray bağlantı elemanları beton dökümünden sonra meydana gelebilecek muhtemel çatlakların etkisinden korunmuş olur. Rheda sisteminin üzerine inşa edileceği zeminin oturma yapmamasının sağlanması da çok önemlidir. Çünkü Rheda tipi üstyapıya ait beton plaktaki donatıların ana amacı, plaktaki çatlak genişlemesini önlemek ve yanal kuvvetlerin iyi iletimini sağlamaktır. Rheda üstyapısının inşası temel olarak rayın en üst noktasının geometrik referans noktası olarak alınması esasına dayanır. Bu mantık sayesinde hat geometrisi diğer üstyapı bileşenlerinden kaynaklanabilecek hatalara karşı hassasiyetle korunmuş olmaktadır. İmalatın hassas yapılabilmesini traverslerin yerleştirilmesinden sonra traverslerdeki deliklerden geçirilen birtakım miller sağlamaktadır.

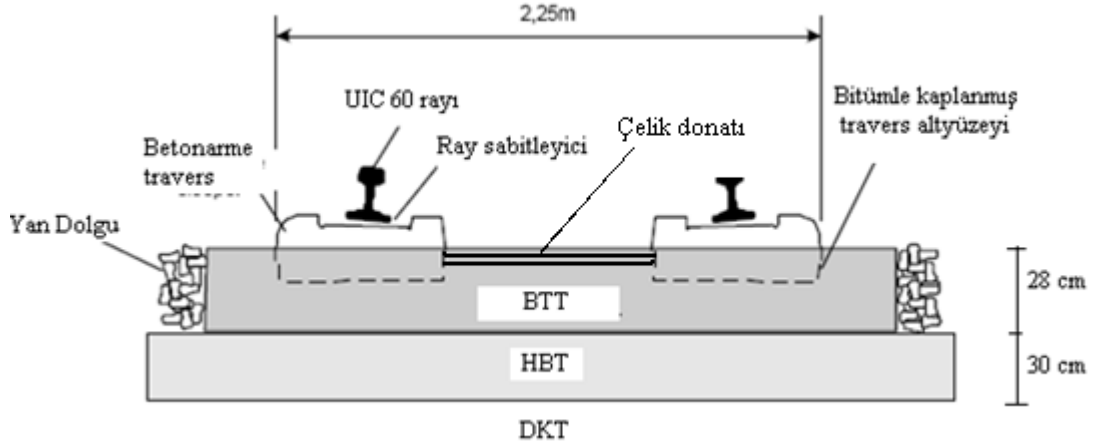
Rheda 2000 sistemi ile sistemin daha önceki uygulamalarında kullanılmış olan, traverslerin içerisine monte edildiği betonarme tekne günümüzde kullanılmamaktadır. Böylece sistem hem daha kolay inşa edilmeye başlanmış, hem daha sonra dökülen betonun yapısal bir rol oynayamamasının önüne geçilmiş hemde sistem monolitik bir yapıya kavuşmuştur. Ayrıca tekne ile daha sonra dökülen betonun yüzeyi arasında oluşabilen boşluklarda bu şekilde önlenmiştir. Bir başka fayda da yapısal yüksekliğin azalması olmuştur.

Mevcut teknik imkanlar Rheda 2000 balastsız üstyapı sisteminin 20 metresinin bir saatte yapımına müsaade etmektedir. Bu sistemlerin ömrünün 50 ila 60 yıl arasında olduğu tahmin edilmektedir. Mevcut sistemlerde UIC 60 rayı ile beraber Vossloh 300 bağlantı sistemleri kullanılmaktadır [6].

Üstyapı ömrünün hesaplanan seviyeye ulaşabilmesi için hat geometrisinin yeterince düzgün bir şekilde teşkil edilmesi, kaliteli imalat yapılması ve zeminden kaynaklanabilecek etkiler için gerekli önlemlerin alınması şarttır.

2.5.2.2 Züblin Sistemi

Rheda Sisteminin yıllar içerisinde kendisini ispatlamasının ardından Züblin sistemi geliştirilmeye başlanmıştır (Şekil 2.8). İlk olarak da Almanya'da Münih-Nordring hattında kullanılmıştır.



Şekil 2.8: Züblin sistemi enkesidi

Bu sistemde donma seviyesinin hemen üzerinde 30 cm lik hidrolik olarak tecrit edilmiş bir tabaka teşkil edilir. Bunun üzerinde 28 cm lik içerisinde birbirlerine çelik donatılarla bağlanmış olan ikizblok traverslerin gömüleceği bir beton tabaka dökülür. Beton tabakaya, uzunluğu boyunca % 0.8-%0.9 oranında donatı konulur.

Bu sistemde traverslerin yerleştirilmesi için özel bir poz (döşeme) makinesine ihtiyaç vardır. Bu araçlar 10 adet traversi aynı anda 65 cm aralıkla yerleştirebilmektedir (Şekil 2.9). Betonarme tabakaya 7 cm kadar gömülü bulunan traverslerin eksen ve kot ayarları yine Rheda sistemine benzer biçimde traverslerdeki birtakım deliklerden geçen pimler aracılığıyla yapılır. Aks ve kot ayarlama işlemleri esnasında ortaya çıkan boşluklar ise çabuk sertleşen özel bir betonun püskürtülmesi ile giderilir.



a) Poz makinası



b) Traverslerin yerleştirilmesi

Şekil 2.9: Züblin sisteminde poz makinası ve traverslerin döşenmesi

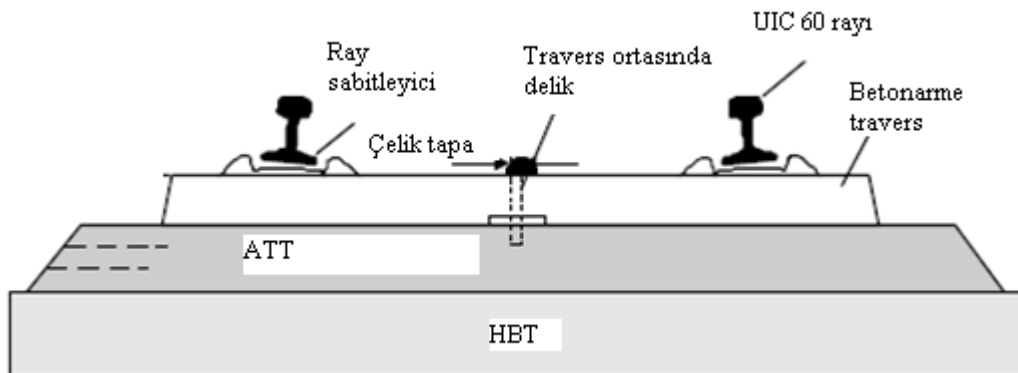
Bu sistemin Rheda' dan başka bir farkı da kalıp ve demiri önceden hazırlanmış olan sisteme traverslerin daha sonra yerleştirilmesi ve beton döküm işleminin bundan sonra yapılmasıdır (Şekil 2.10).



Şekil 2.10: Beton işlemi tamamlanmış hat

2.5.2.3 Walter Sistemi

Walter Sistemi ismini, bu sistemi ilk defa inşa eden Walter Şirketi'nden almıştır. Walter sisteminde betonarme taşıyıcı tabaka yerine asfalt taşıyıcı tabaka kullanılır (Şekil 2.11).



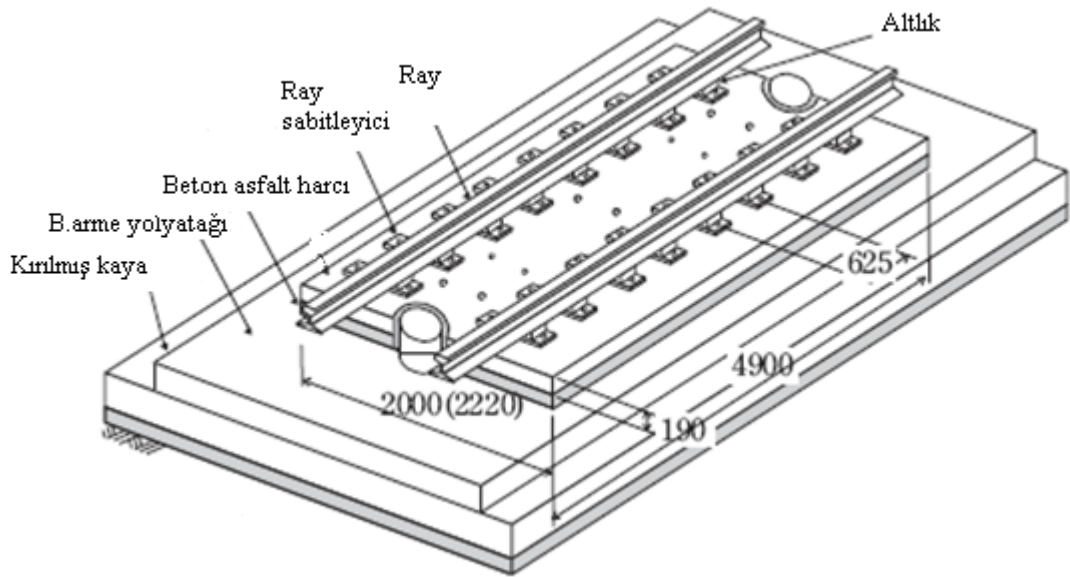
Şekil 2.11: Walter üstyapısı enkesidi

Bu sistemde monoblok traversler kullanılmakta olup her iki traverste bir, travers ortasında açılmış delikler bulunmaktadır. Ray doğrultu ve kot ayarlamasının

yapılmasının ardından traverslerdeki bu deliklerden asfalt taşıyıcı tabakanın içine doğru delikler açılır. Daha sonrada travers ve asfalt taşıyıcı plak bu deliklerin içinden geçen 28 mm çapındaki çelik pimlerin asfalt tabakaya 250 mm kadar gömülmesiyle birbirine bağlanır. Bağlantı işleminin sağlam olabilmesi için asfalt tabakaya plastik dubeller yerleştirilir [3, 4].

2.5.2.4 Shinkansen Sistemi

Shinkansen tipi üstyapı sisteminin ilk olarak kullanıma başlanması 1964 Tokyo Olimpiyatları münasebetiyle olmuştur. Bu üstyapı tipinde çimento asfalt harcı ile oluşturulan bir alt tabaka üzerinde prefabrik betonarme plaklar yer almaktadır. Prefabrik levhalar 5 m uzunluğa sahiptir. Birbirlerine bağlandıkları yerlerde 400-520 mm çapında 200 mm boyunda dairesel kesitli sabitleme elemanları bulunmaktadır. Bu bağlantı elemanları prefabrik panellerin boyuna ve enine doğrultuda yer değiştirmelerini engeller. Üstyapıdaki plaklar ise betonarme ya da öngermeli betonarme olarak prefabrike biçimde üretilirler. Sözü edilen prefabrike plaklar 2220 mm - 2340 mm genişliğinde, 4900 mm – 4950 mm uzunluğunda, 160-200 mm kalınlığında üretilirler ve her bir prefabrik plak yaklaşık olarak 5 ton ağırlığındadır (Şekil 2.12).



Şekil 2.12: Tipik Shinkansen üstyapı elemanları

Shinkansen tipi üstyapının inşaatında öncelikle prefabrik elemanlar inşaat alanına getirilerek beton yol yatağı üzerine yayılır. Pozisyonları ayarlandıktan sonra geçici plak destek elemanları ile desteklenirler. Daha sonra kalıplar prefabrik levhalar

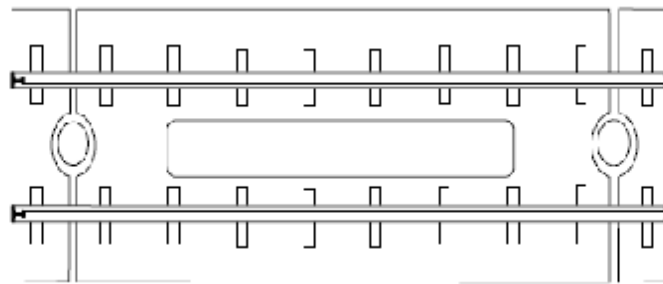
boyunca yerleştirilirler. Yalnız, kalıplar yerleştirilirken sadece plak kenarlarına değil aynı zamanda plakların birbirlerine bakan yüzlerine de yerleştirilirler. Asfalt beton harcın sızmasının engellenmesi için işlem esnasında gerekli önlemler alınır. Ardından prefabrik plaklar ile yol yatağı arası asfalt-çimento harcı ile boşluk kalmayacak şekilde doldurulur. Böylece üstyapı plakları stabil hale getirilmiş olur. Bu işlemlerin ardında raylar uygun altlıklarla birlikte serilerek konumları ayarlanır ve imalat tamamlanır (Şekil 2.13).



Şekil 2.13 Shinkansen üstyapısı

Bu sistemde ray bağlantı elemanları ise yerinde döküm balastsız üstyapılar ile benzerlik gösterir. Bağlantı sistemi, paslanmaz çelik ray altı levhası ile beraber uygun üstyapı pedi, hat yüksekliğinin ayarlanmasında kullanılan değişken boyutlardaki pedler, yalıtım plakaları, civatalar vs. diğer elemanlardan oluşmaktadır.

Shinkansen üstyapı sistemlerinde düz plaklar yanında özellikle tünel ve viyadüklerde çerçeve tipinde plaklar da kullanılmaktadır. Daha ekonomik üstyapı sistemi arayışı sonucu ortaya çıkan bu üstyapı tipi normal plak üstyapılardan % 8 - % 14 daha ucuza mal olmaktadır (Şekil 2.14), [7].



a)Çerçeve tipi Shinkansen üstyapısı plan görünümü



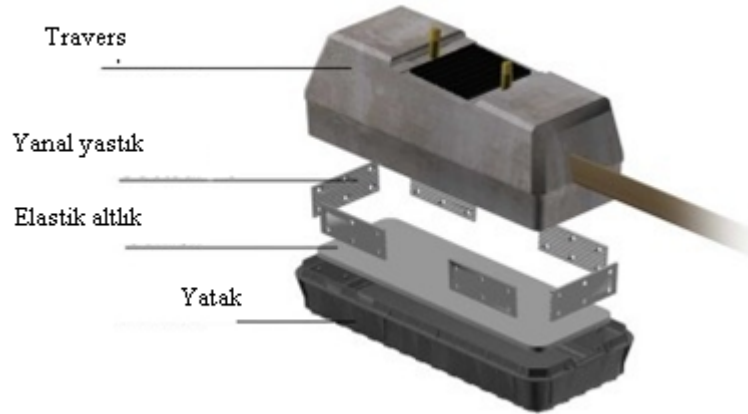
b) Tünel uygulaması

Şekil 2.14: Çerçeve tipi Shinkansen üstyapısı tünel uygulaması

2.5.2.5 Stedef Sistemi

Stedef sistemi Paris Metrosu'nda 1975 yılında kullanılmaya başlanmıştır. Bu sistem özellikle Fransa ve İsviçre' de tünellerde kullanılan bir üstyapı tipidir. Sistem ülkemizde de Taksim-4. Levent metro hattında kullanılmış olup başkaca Seul ve San Diago' da hizmet vermektedir.

Bu sistemin inşaatında ilk olarak temel ya da beton yol yatağı üzerine, daha önce alt yüzeylerine elastomer yastıklar monte edilmiş beton traversler, proje değerlerine göre yerleştirilir. Ray altlıklarının yüksek frekanslı titreşimleri sönümlemesine karşın bu elastomer yastıklar alçak frekanslı titreşimleri de sönümleyerek balastlı sistemler de balast yatağının gördüğü işlevi yerine getirirler. Böylece traversler alttan ve üstten elastik malzemelerle desteklenmiş olur (Şekil 2.15).



Şekil 2.15: Stedef tipi üstyapılarda kullanılan travers ve sönümleme sistemi

Daha sonraki aşamada raylar traverslerin üzerine yerleştirilerek özel ayarlama gereçleri ile hassas kot ve eksen ayarlamaları yapılır. Ardından ince agrega ile hazırlanmış olan akıcı beton, elastomer tabakanın üst kenarına kadar beton yatağına dökülerek imalat tamamlanır (Şekil 2.16), [5].

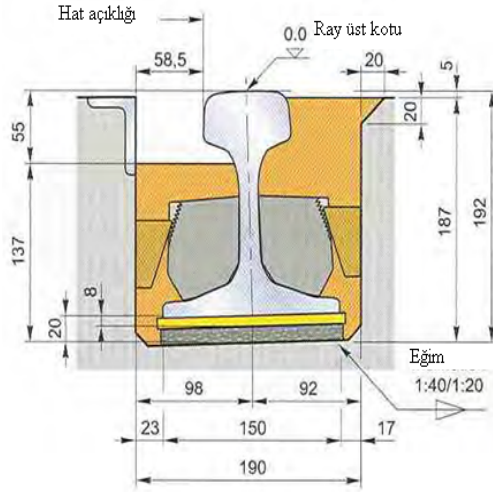


Şekil 2.16: İşletme altında Stedef sistemi

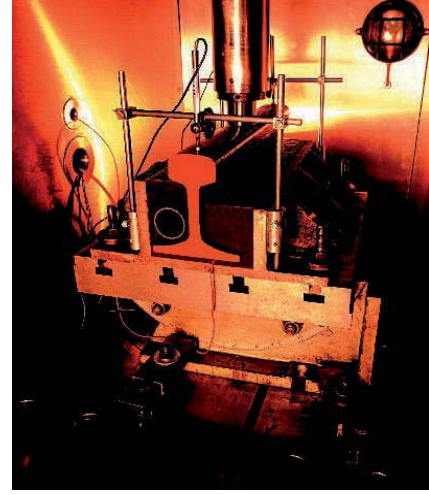
2.5.2.6 Edilon-Infundo Sistemi

Bu sistem ilk olarak Hollanda'da Edilon adı ile kullanılmaya başlanmış daha sonraki aşamada geliştirilerek Infundo adını almış sürekli gömülü raylı bir balastsız üstyapı tipidir. Sistemde içerisine simetrik olarak dikdörtgen şeklinde iki adet oluk açılmış donatılı bir betonarme taşıyıcı plak kullanılır. Raylar ise elastik taban levhası üzerine yerleştirilmekte olup ray mantarı altına denk gelecek şekilde iki adet PVC boru ile desteklenerek yanal deplasman yapmaları önlenir. Oluklar içerisinde kalan diğer boşluklar ise dayanıklı elastik malzeme ile doldurulur. Raylar ayrıca herhangi bir bağlantı elemanı ile sabitlenmezler. Bu sistemin özel yapısal elastiklik özelliği sayesinde raylardan gelen titreşim etkileri iyi şekilde sönümlenmiş olur.

Elastikiyet özelliği veren malzeme özel polimer bazlı bir materyal olup istenen elastikiyete göre farklı çeşitleri kullanılabilir (Şekil 2.17).



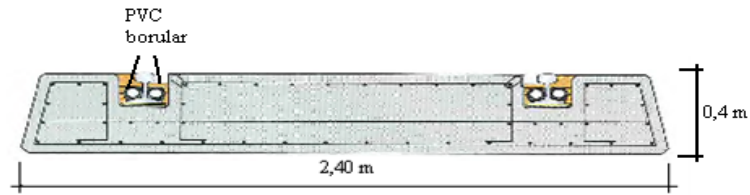
a) Oluk enkesiti görünümü



b) Kesit test aşamasında

Şekil 2.17: Infundo üstyapısı

Infundo sistemi betonarme plak ile beraber don koruma tabakası ve su yalıtım tabakasından oluşmaktadır. Betonarme taşıyıcı plak sürekli olarak yerinde döküm şeklinde imal edilmekte olup 2,40 m genişliğe ve 0,4 m kalınlığa sahiptir (Şekil 2.18).



a) Infundo üstyapısı enkesiti



b) Sistem inşa aşamasında iken

Şekil 2.18: Infundo üstyapısı enkesit ve inşası

Betonarme tabaka içerisindeki oluklar, kullanılacak rayın boyunu hat genişliğini ve eğimini belirlemektedir. Bu sebeple olukların imal edilme aşamasında azami hassasiyet gerekmektedir. Ayrıca bu sistemde rayların kotlarının hassas olarak ayarlanması mümkün olamamaktadır.

Sistemin bazı üstünlükleri;

- Ray aşınması azalmaktadır.
- Gürültü kirliliği önemli ölçüde azalmaktadır.
- Sistemin inşası kısa sürede tamamlanmaktadır.
- Lastik tekerlekli araçların ve yayaların geçişine uygundur.

Infundo sistemi Avrupa' da yüksek hızlı hatlarda ve şehirli hatlarda kullanılmaya başlanmıştır. Sistem özellikle demiryolu makaslarının olduğu bölümlerde ve tünellerde çok kullanışlı olmaktadır [4, 5].

3. PLAK TEORİSİNE KISA BİR BAKIŞ

3.1 Giriş

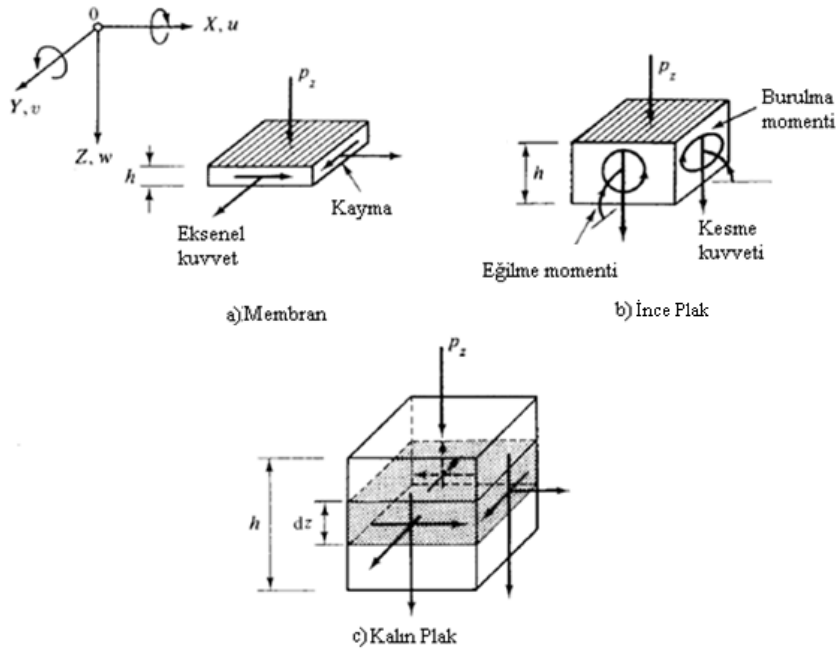
Plaklar düz, üç boyutlu, üçüncü boyutu diğer boyutlarına göre daha küçük olan ve yalnızca eksenine göre dikey yönde etkiyen yükleri taşıyabilen yapısal elemanlardır. Kirişler gibi, bazen yapısal bir sistemin parçası olabildikleri gibi bazen de plak köprüler gibi yapının bizzat kendisini oluşturabilmektedirler. Statik olarak plaklar değişik mesnet koşullarına örneğin ankastre mesnet ya da elastik mesnetlere sahip olabilirler. Genellikle taşıdıkları yükler yüzeylerine dik doğrultudadır. Dışarıdan gelen yükleri eğilme momentleri, burulma momentleri ve kesme kuvvetleri ile karşılarlar. Plakların inşaat mühendisliğinde döşeme, temel plağı, istinat duvarı gibi birçok yapısal çeşidi vardır. Plaklar inşaat mühendisliği dışında gemi tasarımı, uçak tasarımı gibi mühendislik alanlarında da karşımıza çıkmaktadır.

Plakların analizinde temel olarak elastisite teorisine ilişkin eşitlikler kullanılmaktadır. Hesap sonucunda plağa ait diferansiyel denklemlerin kesin çözümleri ancak özel sınır ve yükleme koşulları için hesaplanabilmektedir.

3.2 Plakların Sınıflandırılması

Plaklar uzun kenarının (L), kalınlığına (h) oranı (h/L) çerçevesinde dörde ayrılabilir:

- 1) Membranlar: ($h/L < 1/50$) Çok ince plak elemanlardır. Eksenel kuvvet ve kesme kuvveti taşıyabilirler. Moment taşıma kapasiteleri yok denecek kadar azdır (Şekil 3.1, a).
- 2) İnce Plaklar: ($h/L = 1/50 - 1/5$) Eğilme rijitliğine sahip plaklardır. Eğilme momenti, burulma momenti ve kesme kuvvetini karşılayabilirler (Şekil 3.1, b).
- 3) Kalın plaklar: ($h/L > 1/5$) Üç boyutlu elemanların gerilme durumuna benzerlik gösterirler (Şekil 3.1, c) [8].



Şekil 3.1: Plak çeşitleri ve dış kuvvet etkisiyle iç kesitte meydana gelen kesit tesirleri

3.3 İnce Plakların Küçük Yer Değiştirme Teorisi

İnce plakların tam bir gerilme analizi ancak üçboyutlu elastisiteye ait bünne denklemlerinin çözümü ile mümkün olabilir. Fakat böyle bir çözüm çabası birçok durumda matematiksel zorlukları da beraberinde getirecektir. Bu noktada birçok teknik uygulama için Kirschhoff' un ince plak teorisi üç boyutlu analize girmeden de yeteri kadar güvenilir sonuçlar vermektedir.

Bu teori için yapılması gereken kabuller şu şekilde sıralanabilir;

- Plak başlangıçta düzlem biçimindedir.
- Malzeme homojen, izotrop, ve lineer-elastiktir (Hooke Kuramı geçerlidir).
- Plak çökmeleri kalınlık yanında küçüktür.
- Plakın kalınlığı diğer iki boyutuna nazaran küçüktür. ($h/L < 10$)
- Ortalama yüzey eğilme boyunca uzamadan kalır.
- Şekil değiştirmeden önce ortalama düzleme dik olan düzlem, şekil değiştirmeden sonra da dik kalır.
- Ortalama düzleme dik olan gerilme bileşeni σ_{zz} ihmal edilebilir.

3.4 Kartezyen Koordinat Sisteminde Plakın Dengesi

Plakın sadece düzlemine dik doğrultuda yük aldığı kabul edilirse, altı temel denge denkleminde sadece üç tanesi kullanılır;

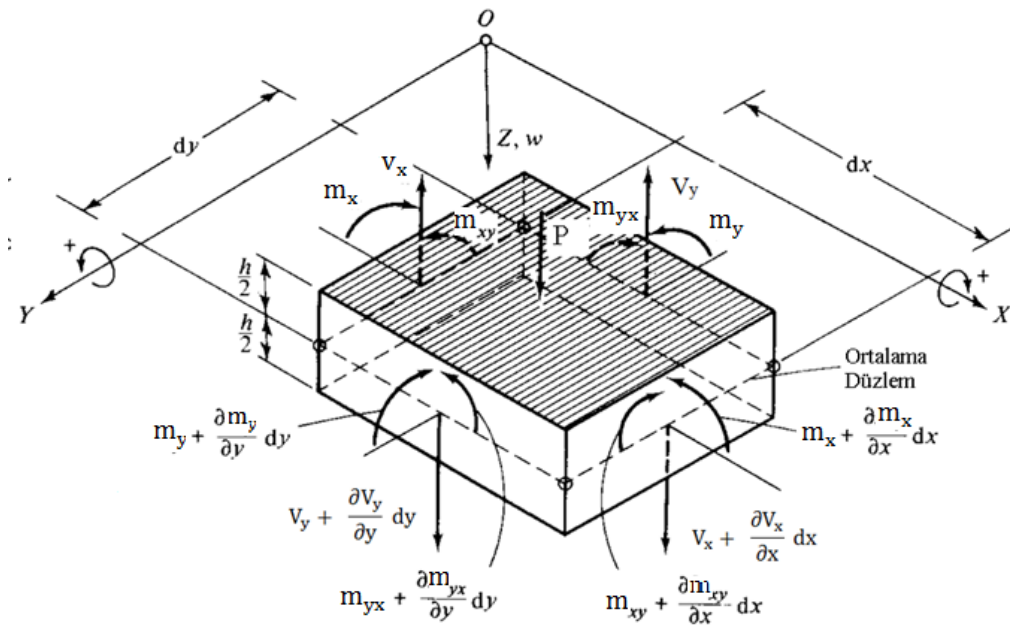
$$\Sigma M_x = 0, \Sigma M_y = 0, \Sigma P_y = 0 \quad (3.1)$$

Bu ifadede P dış yükü, M_x Y eksenini etrafında ki eğilme momentini, M_y X eksenini etrafındaki eğilme momentini ifade etmektedir.

Sonsuz küçük plak elemanının dengesi göz önüne alınarak Y eksenini etrafındaki momentleri sıfıra eşitleyen ifade şu şekilde yazılabilir;

$$\begin{aligned} & \left(m_x + \frac{\partial m_x}{\partial x} dx \right) dy - m_x dy + \left(m_{yx} + \frac{\partial m_{yx}}{\partial y} dy \right) dx - m_{yx} dx \\ & - \left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) dy \frac{dx}{2} - v_x dy \frac{dx}{2} = 0. \end{aligned} \quad (3.2)$$

Burada m_x ve m_y sonsuz küçük elemanın orta düzlemi üzerindeki eğilme momentlerini ifade ederken m_{xy} ile m_{yx} ise yine eleman üzerindeki burulma momentlerini, v_x ve v_y ise kesme kuvvetlerini belirtmektedir. Denge haline ilişkin kesit tesirleri Şekil 3.2 de görülmektedir.



Şekil 3.2: Plak elemanı üzerindeki kesit tesirleri m_x ve m_y eğilme momentlerini, m_{xy} ve m_{yx} burulma momentlerini, v_x ile v_y ise kesme kuvvetlerini belirtmektedir.)

Gerekli düzeltmelerden sonra;

$$\frac{\partial m_x}{\partial x} + \frac{\partial m_{yx}}{\partial y} = v_x \quad (3.3)$$

olur. Aynı şekilde X eksenine göre momentleri sıfıra eşitleyen ifade yapılarak düzenlenirse;

$$\frac{\partial m_y}{\partial y} + \frac{\partial m_{xy}}{\partial x} = v_y \quad (3.4)$$

ifadesi elde edilir. Z eksenini yönündeki kuvvetlerin toplamından da;

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} dx dy + \frac{\partial v_y}{\partial y} dx dy + p_z dx dy = 0 \quad (3.5)$$

elde edilerek denklemin kalan tarafı $dx dy$ ’ ye bölünür. Buradan da;

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = -p_z \quad (3.6)$$

ifadesi elde edilir. (3.3) ifadesi ve (3.4) ifadesi (3.6) ifadesinde yerine konur ve $m_{yx} = m_{xy}$ olarak alınır;

$$\frac{\partial^2 m_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 m_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 m_y}{\partial y^2} = -p_z (x, y) \quad (3.7)$$

ifadesi elde edilmiş olur.

3.5 Gerilme, Şekil Değiştirme ve Yer Değiştirme Arasındaki İlişkiler

Kullanılan malzemenin elastik olduğu kabulü Hooke Yasası’ nın kullanılmasını mümkün kılmaktadır. Buna göre düzlem gerilme durumu için, gerilmelerin şekil değiştirmeler cinsinden ifadeleri; ν Poisson oranı, E elastisite modülü, ϵ_x ve ϵ_y X ve Y doğrultularındaki uzamalar, σ_x ve σ_y ise X ve Y doğrultularındaki gerilmeler olmak üzere;

$$\sigma_x = \frac{E}{1 - \nu^2} (\epsilon_x + \nu \epsilon_y) \quad (3.8)$$

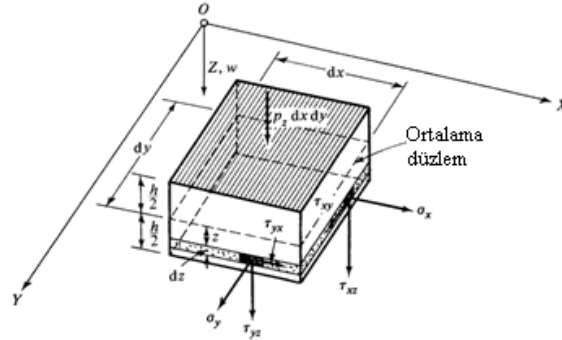
$$\sigma_y = \frac{E}{1 - \nu^2} (\epsilon_y + \nu \epsilon_x) \quad (3.9)$$

şeklindedir. Burulma momentleri olan m_{xy} ve m_{yx} ’ nin oluşturacağı kayma gerilmeleri τ_{xy} ve τ_{yx} (Şekil 3.3) ile bu gerilmelerin sebep olacağı açı değişimi γ da Hooke yasasına uyacaktır.

G kayma modülünü belirtmek üzere bu ilişki;

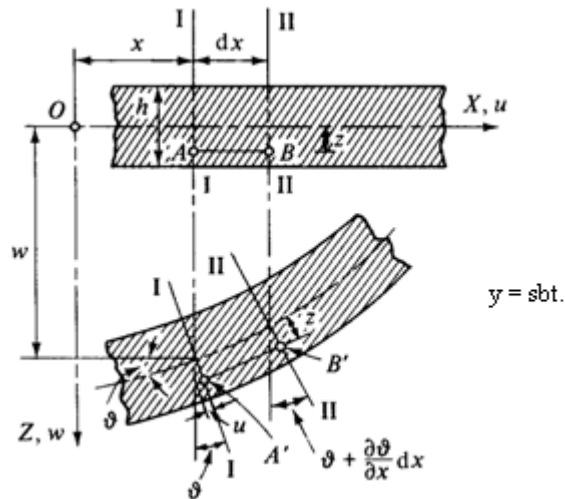
$$\tau_{xy} = G\gamma_{xy} = \frac{E}{2(1+\nu)}\gamma_{xy} = \tau_{yx} \quad (3.10)$$

biçimindedir. Bir malzeme sabiti olan kayma modülü elastisite modülü ve poisson oranı cinsinden ifade edilebilmektedir.



Şekil 3.3: Plak elemanı üzerindeki gerilme durumu

Şekil değiştirmiş plak geometrisinden hareketle uzama ve açı değişimi çökmeler cinsinden ifade edebilir. Daha önce belirtildiği plağın ortalama yüzeyinin eğilme boyunca uzamadan kaldığı ve şekil değiştirmeden önce ortalama düzleme dik olan düzlemin, şekil değiştirmeden sonra da dik kaldığı kabul edilmektedir. Şekil 3.4' te görülmekte olan sabit kalınlıklı plak kesitinin şekil değiştirmeden önceki ve sonraki durumu göz önüne alınırsa,



Şekil 3.4: Şekil değiştirmeden önceki ve sonraki plak kesiti

I-I ve II-II kesitlerinin şekil değiştirmeden önce ve şekil değiştirmeden sonraki durumları arasında meydana gelen dönme açısı;

Şekil değiştirmiş orta yüzeydeki eğrilik değişimi ise ;

$$\kappa_x = -\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}, \quad \kappa_y = -\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}, \quad \chi = -\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \quad (3.17)$$

ifadeleri ile belirlenirken buradaki χ sembolü plağın yamukluğunu ifade eder.

3.6 Çökme Cinsinden İçsel Kuvvetler

Bilindiği gibi plak içerisindeki gerilme bileşenleri eğilme momentlerine sebebiyet vermektedir. Normal gerilmelerin integrasyonu yoluyla moment ifadeleri elde edilebilir;

$$m_x = \int_{-(h/2)}^{+(h/2)} \sigma_x z \, dz, \quad m_y = \int_{-(h/2)}^{+(h/2)} \sigma_y z \, dz \quad (3.18)$$

Benzer biçimde kayma gerilmelerinin ($\tau_{xy} = \tau_{yx} = \tau$) meydana getirdiği burulma momentleri de aşağıdaki gibi ifade edilir;

$$m_{xy} = m_{yx} = \int_{-(h/2)}^{+(h/2)} \tau_{xy} z \, dz = \int_{-(h/2)}^{+(h/2)} \tau_{yx} z \, dz \quad (3.19)$$

Eğer (3.13) ifadesindeki şekil değiştirme bileşenleri (3.8) ve (3.9) denklemlerinde yerine konursa;

$$\sigma_x = -\frac{Ez}{1-\nu^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right), \quad \sigma_y = -\frac{Ez}{1-\nu^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \quad (3.20)$$

ifadeleri elde edilir.

Bulunan gerilme ifadeleri (3.18) deki belirtilen integrasyonların yapıp (3.20) deki ifadelerin buralarda yerine konulmasından sonra;

$$\begin{aligned} m_x &= -\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \\ &= -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) = D(\kappa_x + \nu \kappa_y) \end{aligned} \quad (3.21)$$

$$\begin{aligned} m_y &= -\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \\ &= -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) = D(\kappa_y + \nu \kappa_x) \end{aligned} \quad (3.22)$$

halini alır. Burada D simgesi eğilme rijitliğini ifade eder.

$$D = -\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \quad (3.23)$$

Aynı şekilde burulma momenti de;

$$\begin{aligned} m_{xy} = m_{yx} &= \int_{-(\frac{h}{2})}^{+(\frac{h}{2})} \tau z \, dz = -2G \int_{-(\frac{h}{2})}^{+(\frac{h}{2})} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} z^2 \, dz \\ &= -(1-\nu)D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right) = D(1-\nu)\chi \end{aligned} \quad (3.24)$$

şeklinde ifade edilir.

Son olarak (3.21), (3.22) ve (3.24) deki ifadelerin (3.7) denkleminde yerine konulmasıyla;

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p_z(x, y)}{D} \quad (3.25)$$

şeklindeki eksenine dik doğrultuda yüklenmiş olan plağın diferansiyel denklemi elde edilmiş olur [8].

4. BALASTLI ÜSTYAPI'NIN ZIMMERMANN METODUYLA ÇÖZÜMÜ

4.1 Giriş

Balastlı demiryollarının dingil yükleri etkisindeki davranışının hesaplanmasına ilişkin en çok kabul görmüş çalışmalardan birisi Winkler'in 'Yarı sonsuz düzleme oturan elastik yataklı kiriş modeli' dir. Winkler teorisini, demiryolu üstyapısının bağımsız lineer yaylardan oluşan bir yatak gibi davrandığı kabulü üzerine kurgulamıştır. Winkler Teorisi olarak bilinmekte olan bu teorinin doğruluğu daha sonraki yıllarda Zimmermann tarafından yapılan deneysel çalışmalar sonucunda gösterilmiştir.

4.2 Yatak Katsayısı Kavramı

Winkler' in elastik zemin modeline göre zemin, her biri birbirinden bağımsız olarak sıkışarak hareket edebilen yaylardan oluşmuş bir sistemdir. Bu sistemde yükten belli bir mesafe uzaklıktaki noktada oluşan taban basıncı o noktadaki çökme değeri ile orantılıdır. Bu orantıdaki sabite yatak katsayısı denilmektedir. Yay sabitine benzeyen yatak katsayısı bir zemin sabiti olmayıp zeminin tabaka oluşumuna ve yapı alan temelinin taban boyutlarına göre değişen bir değerdir. Travers üzerinden geçen yük ile yatak çökmesi arasında bir orantı olduğunu tespit eden Zimmermann'da yatak katsayısı kavramını kullanmıştır. Yatak katsayısı c ; σ düşey yük, y çökme cinsinden:

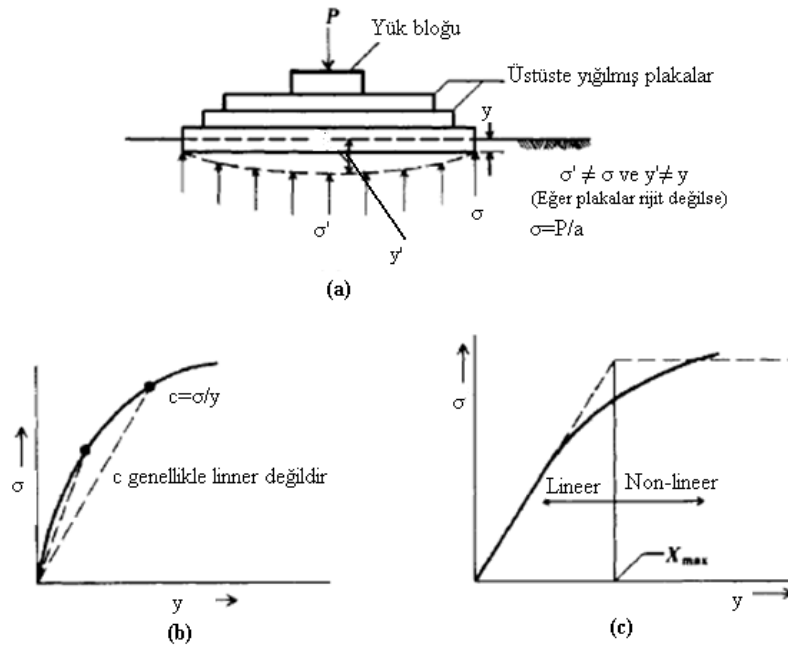
$$c = \frac{\sigma}{y} \quad (4.1)$$

şeklinde ifade edilmektedir.

Yatak katsayılarına ilişkin literatürde birçok hazır tablolar bulunmaktadır (Çizelge 4.1). Ancak bu tablolardan alınan değerlerin her zaman doğru sonuç vermeyeceği bilinmelidir.

Çizelge 4.1 Çeşitli Zemin Türleri İçin Yatak Katsayıları [15].

Zemin Cinsi	c (MN/m ³)
Balçık, turba	<2
Plastik kil	5~10
Yarı sert kil	10~15
Sert kil	15~30
Dolgu toprak	10~20
Gevşek kum	10~20
Orta sıkılıkta kum	20~50
Sıkı kum	50~100
Sıkı kum ve çakıl	100~150
Sağlam Şist	>500
Kaya	>2000



Şekil 4.1: Plaka yükleme deneyi ve deney sonrası ortaya çıkan σ / y grafiği

(Şekil 4.1) de plaka yükleme deneyi neticesinde ortaya çıkan tipik bir σ/y grafiği görülmektedir. Bu grafikte X_{max} , lineer davranıştan lineer olmayan davranışa geçiş değerini ifade etmekte olup bu noktaya kadar lineer davranış geçerli olduğundan c değeri sabit olarak alınır. X_{max} tan sonraki değerlerde ise toprak basıncı sabittir ve;

$$q_{sbt} = c(X_{max}) \quad (4.2)$$

şeklinde formülize edilir. Şekil 4.1 deki $q-y$ eğrisinin birkaç bölgeye bölünmesiyle alınacak değerlerle daha hassas sonuçlara ulaşmak mümkündür. Yatak katsayısının hesabında Terzaghi kil üzerine yapılan oturmalar için;

$$c = c_1 b \quad (4.3)$$

Kum üzerine oturmalar için ise;

$$c = c_1 \frac{b + 1}{2b} \quad (4.4)$$

ifadelerini vermektedir [11].

Bu ifadelerde c tüm boyutların oturmasını ifade eden değer, c_1 birim boyutlardaki plaka yükleme testinin sonucunda elde edilen katsayı, b ise temel genişliğidir.

Yatak katsayısının hesabına ilişkin olarak Vesic ise;

$$c' = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s b^4}{E_f I_f}} \cdot \frac{E_s}{1 - v^2} \quad (4.5)$$

ifadesini vermektedir. Bu ifadede E_s ve E_f sırasıyla zemin ve temelin elastisite modüllerini, b temel genişliğini, I_f ise kesitin atalet momentini ifade etmektedir. c değeri ise c' değerine bağlı olarak ;

$$c = \frac{c'}{b} \quad (4.6)$$

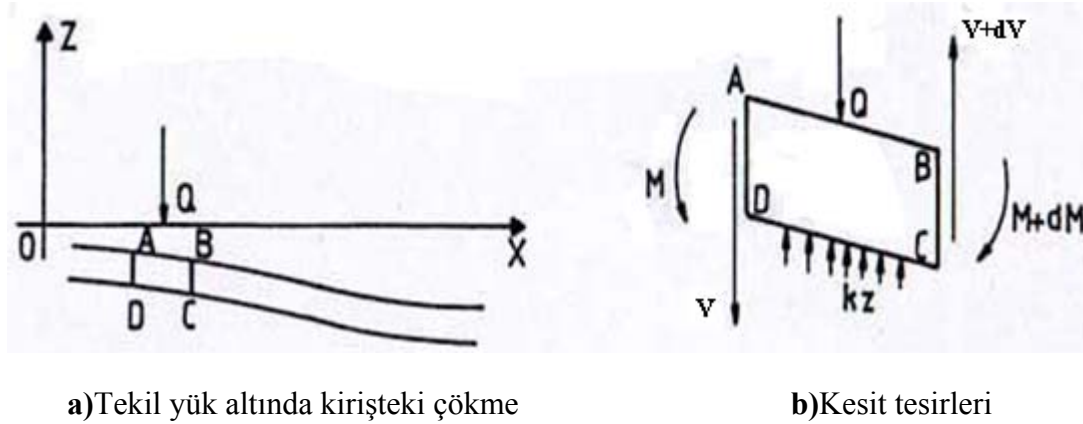
ifade edilir. Eşitlikteki $E_s / (1 - v^2)$ ifadesinin katsayısının 1' e çok yakın bir değeri olması sebebiyle Vesic' in eşitliği pratikte;

$$c = \frac{E_s}{b(1 - v^2)} \quad (4.7)$$

şeklinde kullanılabilir [11].

4.3 Rayın Çökme ve Gerilme Hesabı

Rayın çökme ve gerilme hesabında kullanılan Zimmermann Metodu; ray, travers ve balastın elastik yatağa oturmuş sonsuz uzunluklu bir kiriş olarak modellenmesi prensibine dayanmaktadır. Tekil yükler altında sürekli yataklı kirişin diferansiyel denkleminin elde edilişi aşağıda gösterilmektedir.



a) Tekil yük altında kirişteki çökme

b) Kesit tesirleri

Şekil 4.2: Elastik zemin üzerindeki sürekli kirişte yük etkisiyle oluşan kesit tesirleri.

Şekil 4.2.b' de görülmekte olan kesit tesirleri için düşey denge hali yazılırsa;

$$V - (V + dV) + cbz \, dx - Q \, dx = 0 \quad (4.8)$$

$$\frac{dV}{dx} = cbz - Q \quad (4.9)$$

Mukavemetten;

$$V = \frac{dM}{dx} \rightarrow \frac{dV}{dx} = \frac{d^2M}{dx^2} \rightarrow \frac{d^2M}{dx^2} = cbz - Q \quad (4.10)$$

$$M = -EI \frac{d^2z}{dx^2} \rightarrow \frac{d^2M}{dx^2} = -EI \frac{d^4z}{dx^4} \quad (4.11)$$

$$EI \frac{d^4z}{dx^4} + cbz = EI \frac{d^4z}{dx^4} + kz = 0 \quad (4.12)$$

şeklinde ki elastik yataklandırılmış kirişe ait diferansiyel ifadeye ulaşılmış olur.

Sisteme ait sınır şartları;

$$y(\infty) = 0, y'(0) = 0, y'''(0) = \frac{Q}{2EI} \quad (4.13)$$

Kirişin çökme denklemi;

$$y(x) = \frac{QL^3}{8EI} \eta(x) = \frac{Q}{2bcL} \eta(x) \quad (4.14)$$

$$\eta(x) = e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} + \sin \frac{x}{L} \right) \quad x \geq 0 \quad (4.15)$$

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bc}} \quad (4.16)$$

Bu ifadelerde ;

L: Kirişin karakteristik boyu (Elastik Boy), m

Q: Düşey tekerlek yükünü, kN

y: çökme değerini, m

E: Rayın elastisite modülünü, kN/m²

I: Rayın atalet momenti, m⁴

b: Eşdeğer genişlik, m

c: Yatak katsayısı, kN/m³ dır.

Eşdeğer genişliği veren ifade ise;

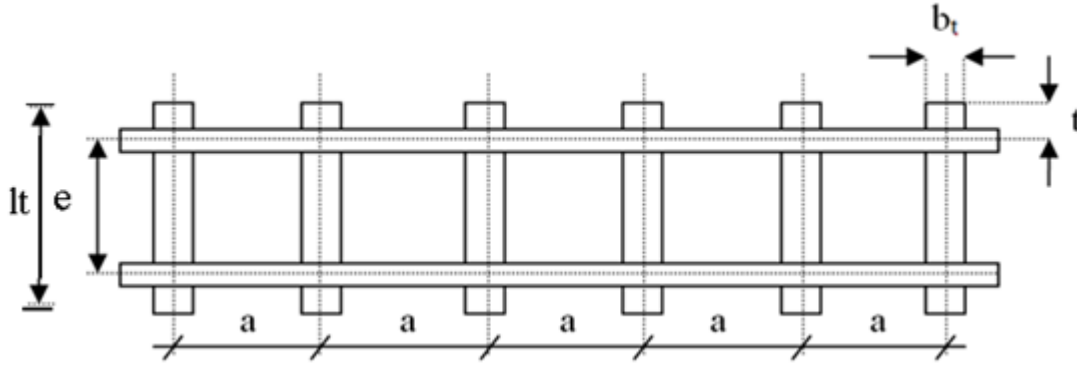
$$b = \frac{2 t b_t}{a} \quad (4.17)$$

dir.

t: Ray merkezi ile travers kenarı arasındaki mesafe, m

b_t: travers genişliği, m

a: Travers aralığı, m



Şekil 4.3: Ray-travers ızgara sistemine ait büyüklükler

Ray merkezi ile travers arasındaki mesafe ise;

$$t = (l_t - 1,5)/2 \quad (4.18)$$

ifadesinden elde edilir. Buradaki l_t travers boyu olup 2,4 ila 2,6 m arasındadır. 1,5 rakamı ise metre cinsinden ekartman genişliğini ifade etmektedir.

Tekerlek yükü altında meydana gelen maksimum çökme ifadesi;

$$y_o = \frac{Q}{2bcL} \quad (4.19)$$

Eğilme momentini veren ifade ise şöyledir;

$$M(x) = \frac{QL}{4} \mu(x) \quad (4.20)$$

$$\mu(x) = e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} - \sin \frac{x}{L} \right) \quad x \geq 0 \quad (4.21)$$

Maksimum eğilme momenti ise $\mu(x)$ fonksiyonunun '1' değerini almasıyla

$$M(x) = \frac{QL}{4} \quad (4.22)$$

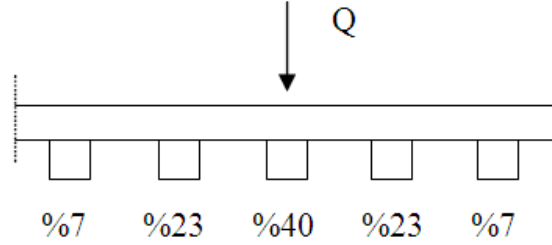
olur.

4.4 Travers Hesabı

Raylardan gelen tekerlek yükü traversin $2t$ ' lik bölümünü etkiler. Buradan hareketle traverste oluşan eğilme momenti ifadesi;

$$M_{travers} = \frac{Q' t}{4} \quad (4.23)$$

olur. Bu ifadedeki Q' terimine indirgenmiş tekerlek yükü adı verilir. Deneysel çalışmalar ve sonlu elemanlar yöntemine göre yapılan analizler indirgenmiş tekerlek yüklerinin traverslere dağılımının aşağıda Şekil 4.4' te gösterildiği şekilde meydana geldiğini göstermiştir [3].



Şekil 4.4: Traverse gelen tekerlek yükü dağılımı

Bu çalışmalardan 3. Komşu traversten itibaren yük dağılımının ihmal edilecek mertebelere düştüğü anlaşılmaktadır. Schramm' a göre ise tekerlek yükünün % 40 ila % 60 katı traverse iletilmekte ayrıca ray altı seletlerinin de hesapta dikkate alınması gerekmektedir.

Bu durumda moment ifadesi;

$$M_{travers} = \frac{Q' t}{4} \left(\frac{t}{2} - \frac{b_t}{2} \right) \quad (4.24)$$

halini alır.

Sonraki aşamada bulunan moment değeri kullanılarak emniyet gerilmesine göre tahkik yapılmalıdır.

$$\sigma = \frac{M}{W} < \sigma_{emniyet} \quad (4.25)$$

b_t travers genişliği, h_t travers yüksekliği olmak üzere, mukavemet momenti W ise;

$$W = \frac{b_t h_t^2}{6} \quad (4.26)$$

olur.

4.5 Balast Hesabı

Balast gerilmesi aşağıdaki ifadeye göre belirlenir;

$$\sigma = \frac{Q'}{2tb_t} \quad (4.27)$$

4.6 Dinamik Etki Katsayısı

Demiryolları dinamik bir yapı olduğu için statik tesirlerin hesaplanmasından sonra bulunan değerlerin dinamik etki katsayısı ile artırılması gerekir. Bu konuya ilişkin bir çok deneysel formül bulunmakta olup, balast yatağında meydana gelen sönümleme etkileri gibi yolun karakteristikleri ve aracın mekanik durumunun bu ifadelerde hesaba katılmadığının göz önünde bulundurulması gerekmektedir. Eisenmann dinamik etki katsayıları ile ilgili olarak aşağıdaki ifadeleri vermektedir;

$$V < 60 \text{ km/h} \quad \phi = 1 + t_e s \quad (4.28)$$

$$60 < V \leq 200 \text{ km/h} \quad \phi = 1 + t_e s (1 + (V - 60)/140) \quad (4.29)$$

t_e emiyet faktörünü s ise yol kalitesini ifade etmekte olup, Çizelge 4.2 den bu değeri elde etmek mümkündür.

Çizelge 4.2: Emniyet ve yol kalite katsayıları

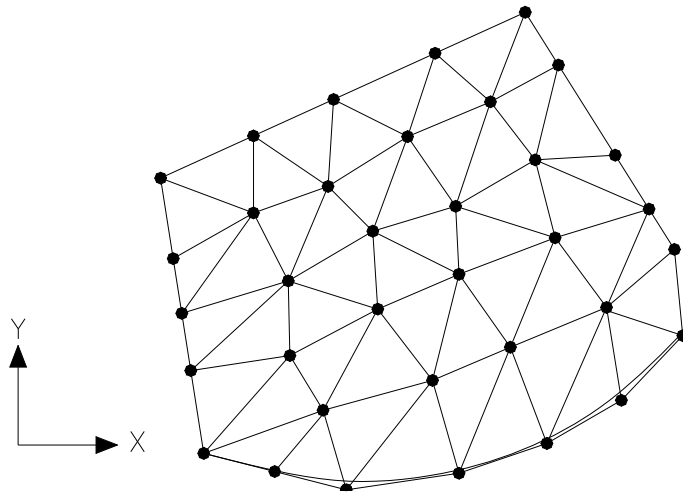
Dinamik etkinin hesaplanacağı bölge	Emniyet katsayısı (t_e)	Yol kalitesi	Yol kalite katsayısı (s)
Ray-tekerlek teması ve zemin	1	Çok iyi	0.1
Yanal yük ve balast	2	İyi	0.2
Ray ve travers	3	Kötü	0.3

5. SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİNE KISA BİR BAKIŞ

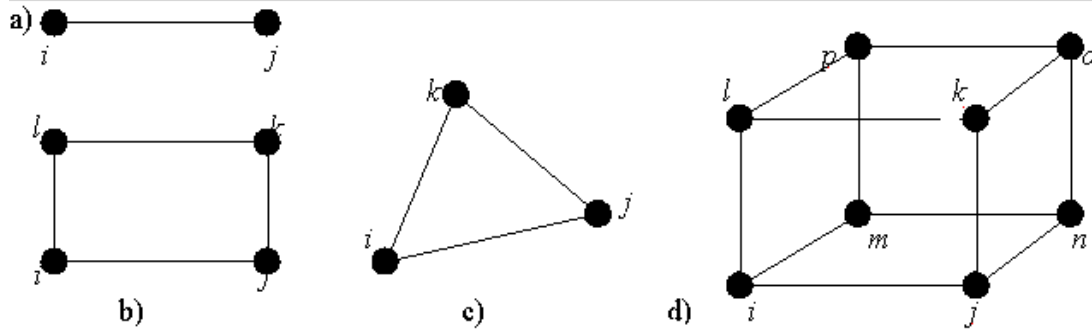
5.1 Giriş

Mühendislikte problemlerin çözümü analitik yada sayısal yöntemlerle yapılmaktadır. Analitik çözümde, çözüm aralığı içerisindeki herhangi bir noktada sonucu verebilen matematiksel ifadeler belirlenir. Pratikte karşılaşılan bir çok problem içinse böyle bir analitik çözüm metodu mümkün olamamaktadır. Özellikle karmaşık geometrik yapı, değişik sınır koşulları, lineer olmayan malzeme davranışları ve üniform olmayan yükleme durumları gibi birçok etken analitik çözümü mümkün olmaktan çıkarmaktadır. Bu tip durumlar için sayısal bir yöntem olan sonlu elemanlar yöntemi iyi bir çözüm olanağı sağlamaktadır.

Bu çözüm metodunda diğer sayısal yöntemlerde olduğu gibi, sistemin istenen bazı noktalarındaki çözümler bulunur. Bu çözüm aranan noktaların belirlenmesi işlemine ayrıklaştırma yada idealleştirme denir (Şekil 5.1). Ayrıklaştırma işlemi kısaca, sistemin küçük parçalara bölünmesi işlemidir. Bu şekilde sistemin bütününe birden çözülmesi yerine, küçük parçalardan elde edilen çözümlerin birleştirilmesi şeklinde parçadan bütüne giden bir yöntem kullanılmış olur. En gerçekçi çözüm, sisteminin mümkün olan en çok sayıda bir, iki yada üç boyutlu elemanlara bölünmesi ile mümkün olabilmektedir (Şekil 5.2).



Şekil 5.1: Düzensiz geometriye sahip bir levhanın üçgen sonlu elemanlarla idealleştirilmesi.



a) Bir boyutlu çubuk eleman, b) İki boyutlu dikdörtgen eleman, c) İki boyutlu üçgen eleman, d) Üç boyutlu dikdörtgen prizma (tuğla) eleman

Şekil 5.2: Sonlu eleman örnekleri

Sistemi meydana getiren sonlu elemanları birleştiren noktalara düğüm noktası adı verilir. Yapı analizi problemlerinde çözüm sonucunda bulunmak istenen değerlerin, mesela yer değiştirmelerin, düğüm noktalarındaki sayısal değerleri bulunur.

Düğüm noktalarındaki aranan büyüklüklerin sayısal değerleri düğüm noktası serbestlikleri olarak ifade edilir. Bulunmak istenen büyüklüğün eleman içindeki değişimini ifade eden fonksiyona ise şekil değiştirme fonksiyonu denir. Bu fonksiyon elemanın fiziksel davranışını yansıtan, matematik ifadesi basit sürekli bir fonksiyon olmalıdır. Genellikle bu çeşit fonksiyonlar için polinomlar seçilir.

5.2 Sonlu Elemanlar Analizinde İzlenen Yol

Sonlu eleman analizinde;

- Öncelikle ayırıklaştırma ya da idealleştirme denilen işlem uygulanır. Yani sistem sonlu elemanlara bölünerek bir sonlu eleman ağı oluşturulur.
- Şekil fonksiyonları seçilir. (Yapı problemleri için yer değiştirme olayını ifade eden fonksiyonun belirlenmesi.)
- Eleman davranış matrisi (rijitlik) elde edilir. (Varyasyon ilkesi ya da ağırlıklı artıklar yöntemi ile çıkarılır.)
- Tüm elemanların denklemleri bir araya getirilerek, sınır koşulları uygulanır.
- Tüm sistem çözülerek bilinmeyenler (Yapı problemleri için yer değiştirmeler) tespit edilir.
- Elde edilen bilinmeyenlerden hareketle diğer aranan büyüklükler (Gerilmeler vs.) hesaplanır.

5.3 Yay Örneği İle Sonlu Elemanlar Yönteminin Uygulanması

5.3.1 Eksenel Yüklü Kolonun Rijitlik Matrisinin Oluşturulması

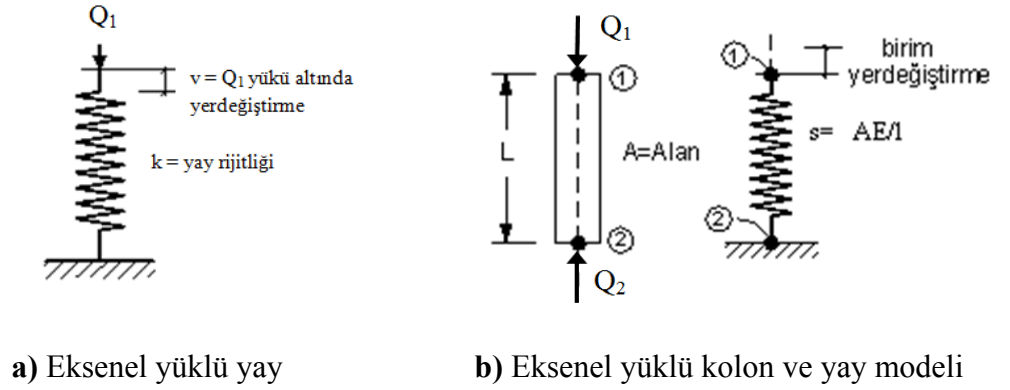
Eksenel Q yükü altında yüklenmiş k yay katsayısına sahip bir yayın v kadar çöktüğünü düşünelim. Bu halde yer değiştirme bağıntısı;

$$Q = k v \quad (5.1)$$

olur. Buradaki yay katsayısı olan k aynı zamanda yayın rijitliği olup çökme değerini birim yapan kuvvete eşittir. Eksenel yüklü kolonlar lineer malzeme davranışı olan bölgede yükleme altında yaylar gibi davranırlar (Şekil 5.3). Böyle bir kolon için;

$$\sigma = E \cdot \varepsilon = E \frac{v}{l} \text{ ve } Q = \frac{AEv}{l} \quad (5.2)$$

$v = 1$ ise $Q = k$ ve $Q = \frac{AEv}{l}$ olur.



Şekil 5.3: Eksenel yüklü kolonun yay olarak modellenmesi

Kolon 2 noktasından tutulur ve 1 noktasından aşağıya doğru birim yer değiştirme uygulanırsa 1 noktasında AE/l , 2 noktasında ise $-AE/l$ kadar kuvvet oluşur. Benzer biçimde kolon 1 noktasında tutularak 2 noktasında birim yer değiştirme sağlanırsa bu kez 2 noktasında AE/l kadar, 1 noktasında ise $-AE/l$ kadar kuvvet oluşur. Birim yer değiştirme için bulunan kuvvetlerden hareketle çubuktaki 1 ve 2 noktalarının u_1 ve u_2 yer değiştirmelerini sağlayacak kuvvetlerde matris formunda aşağıdaki (5.3) ifadesindeki gibi gösterilebilir;

$$\begin{bmatrix} \frac{AE}{l} & -\frac{AE}{l} \\ -\frac{AE}{l} & \frac{AE}{l} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \end{Bmatrix} \quad (5.3)$$

$$[k] = \begin{bmatrix} \frac{AE}{l} & -\frac{AE}{l} \\ -\frac{AE}{l} & \frac{AE}{l} \end{bmatrix} = \frac{AE}{l} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (5.4)$$

(5.4) ifadesi eksenel yüklü kolona ait rijitlik matrisidir. Rijitlik matrisi oluşturulurken aşağıdaki hususlara dikkat edilmelidir;

- Matris yer değiştirme modeline (şekil fonksiyonuna) uygun olmalıdır.
- Sonlu elemanın geometrisine uygun olmalıdır.
- Gerilme-yer değiştirme bağıntılarına ya da malzemenin özelliklerine uygun olmalıdır.

Bu basit örnekte doğrudan yazılmış olan rijitlik matrisleri genel olarak, problemin geometrisi ve fiziği ile uyumlu olarak çıkarılan şekil fonksiyonlarından oluşturulurlar.

5.3.2 Eksenel Yüklü Kolon Sisteminde Yer Değiştirme, Şekil Değiştirme ve Gerilme Değerlerinin Saptanması

A_1 ve A_2 en kesit alanlarına sahip eksenel yüklü bir kolon Şekil 5.4 teki gibi k_1 ve k_2 yay katsayısına sahip iki adet yay sonlu elemana bölünerek 3 düğüm noktalı bir sonlu eleman ağı teşkil edilmiştir.



Şekil 5.4: Eksenel yüklü kolon ve temsili yay modeli

Birinci sonlu elemanın rijitlik matrisi (5.4) ifadesinden yararlanarak;

$$[k_1] = \begin{bmatrix} \frac{A_1 E}{L_1} & -\frac{A_1 E}{L_1} \\ -\frac{A_1 E}{L_1} & \frac{A_1 E}{L_1} \end{bmatrix} \quad (5.5)$$

şeklinde ifade edilir. Aynı şekilde ikinci sonlu elemanın rijitlik matrisi de;

$$[k_2] = \begin{bmatrix} \frac{A_2 E}{L_2} & -\frac{A_2 E}{L_2} \\ -\frac{A_2 E}{L_2} & \frac{A_2 E}{L_2} \end{bmatrix} \quad (5.6)$$

olur. Aynı ayrı iki sonlu eleman için denge denklemleri matris formunda sırasıyla;

$$\begin{bmatrix} \frac{A_1 E}{L_1} & -\frac{A_1 E}{L_1} \\ -\frac{A_1 E}{L_1} & \frac{A_1 E}{L_1} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q \\ 0 \end{Bmatrix}, \quad (5.7)$$

$$\begin{bmatrix} \frac{A_2 E}{L_2} & -\frac{A_2 E}{L_2} \\ -\frac{A_2 E}{L_2} & \frac{A_2 E}{L_2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ R \end{Bmatrix} \quad (5.8)$$

şeklinde ifade edilebilir.

İki sonlu elemana ait denge denklemlerinin yazılmasından sonra tüm sisteme ait denge denklemleri yazılır. Sisteme ait denge denkleminin oluşturulmasında biriktirme yöntemi kullanılır. Bu yöntemin esasında, her bir düğüm noktasına sadece komşu düğüm noktalarında katkı yapıldığı prensibi vardır. Bu prensipten hareketle mevcut sistemde ki 1 ve 3 düğüm noktalarına ait rijitlik ifadelerinin birbirlerine katkı yapamayacakları söylenebilir.

Sisteme ait global denge denkleminin genel hali;

$$[K] \cdot \{a\} = \{R\} \quad (5.9)$$

olur.

Değerleri denklemde yerine konulursa;

$$E \begin{bmatrix} \frac{A_1}{L_1} & -\frac{A_1}{L_1} & 0 \\ -\frac{A_1}{L_1} & \frac{A_1}{L_1} + \frac{A_2}{L_2} & -\frac{A_2}{L_2} \\ 0 & -\frac{A_2 E}{L_2} & \frac{A_2}{L_2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q \\ 0 \\ R \end{Bmatrix} \quad (5.10)$$

ifadesi elde edilir. Çözüm için geometrik sınır koşulları uygulanması gerekmektedir.

3 noktasının yer değiştirmeyeceği göz önünde bulundurulursa sistemdeki üçüncü satır ve sütunlar silinir. Yeni haldeki ifade;

$$E \begin{bmatrix} \frac{A_1}{L_1} & -\frac{A_1}{L_1} \\ -\frac{A_1}{L_1} & \frac{A_1}{L_1} + \frac{A_2}{L_2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Q \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (5.11)$$

olur. Buradan hareketle u yer değiştirmeleri hesaplanır. Daha sonra;

$$\varepsilon = \frac{\Delta u}{l} \quad (5.12)$$

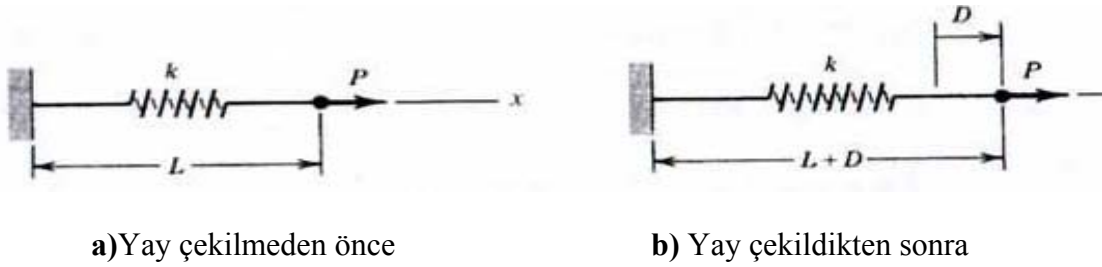
ifadesi yardımıyla şekil değiştirmeler ve ardından da;

$$\sigma = E\varepsilon \quad (5.13)$$

ifadesi yardımıyla gerilmeler hesaplanır [9].

5.4 Toplam Potansiyel Enerjinin Minimumu Prensibi

Toplam Potansiyel enerji (Π_p) elastik bir sistemin sahip olduğu iç potansiyel enerji olan şekil değiştirme enerjisiyle, sisteme etkiyen dış kuvvetlerin yaptığı işten meydana gelen enerjinin toplamıdır [9].



Şekil 5.5: Rijitliği k olan bir yayın P yükü ile çekilmesi

Şekil 5.5 deki sistemin toplam potansiyel enerjisi;

$$\Pi_p = U + \Omega \quad (5.14)$$

iç potansiyel enerjisi ise;

$$U = \frac{1}{2} kD^2 \quad (5.15)$$

olur.

Dış kuvvetlerin yaptığı iş potansiyeli ise;

$$\Omega = -PD \quad (5.16)$$

dir. Burada P yükü yayın çekilmesini sağlayarak toplam potansiyel enerjiyi azaltıcı rol üstlenmektedir.

Toplam potansiyel enerji ifadesi açık biçimde;

$$\Pi_p = \frac{1}{2} kD^2 - PD \quad (5.17)$$

şeklinde ifade edilebilir.

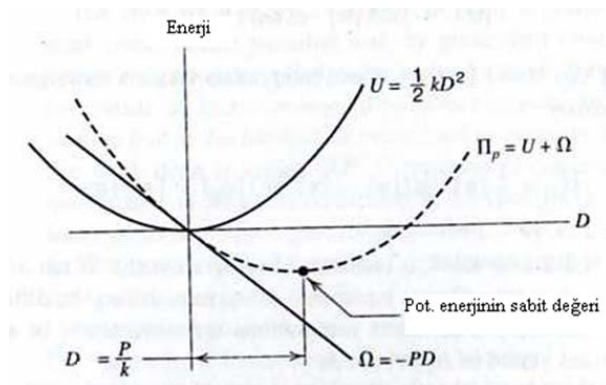
Bir yapıda geometrik sınır koşullarını sağlayan çözümler içerisinde denge denklemlerini sağlayan çözüme ait toplam potansiyel enerji minimumdur (Şekil 5.6) [12]. Minimum potansiyel enerji ilkesi olarak adlandırılan bu ilkeye göre potansiyel enerjinin minimum olduğu değer için (D_{eq}) denge denklemleri sağlanmaktadır. Sistemde tek serbestlik derecesi olduğu için denge anındaki yer değiştirme değeri potansiyel enerjinin sabit değerinden bulunacaktır. Yani potansiyel enerjinin minimum olduğu nokta için toplam potansiyel enerji ifadesi;

$$d\Pi_p = \frac{1}{2} (kD - P)dD = 0 \quad (5.18)$$

şeklinde olur. Bu ifadeden hareketle;

$$D = \frac{P}{k} \quad (5.19)$$

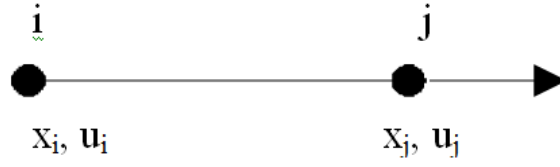
denge yer değiştirme değeri bulunabilir [13].



Şekil 5.6: Potansiyel enerjinin minimumu

5.5 Rijitlik Matrisinin Değişirme Metoduyla Bulunması

5.5.1 Bir Boyutlu Hal (Eksenel Şekil Değişirme Durumu)



Şekil 5.7: Tek boyutlu sonlu eleman

Şekil 5.7 daki eksenel yüklü sonlu eleman için yer değişirme fonksiyonu olarak;

$$u = c_1 + c_2 x \quad (5.20)$$

ifadesi kullanılabilir. Bu ifade doğrusal olan yer değişirme olayının fiziği ile uyumlu bir matematiksel ifadedir. (5.20) ifadesi matris formunda;

$$u = [1 \quad x] \begin{bmatrix} c_1 \\ c_2 \end{bmatrix} \quad (5.21)$$

şeklinde ifade edilir. i ve j noktaları için ise;

$$\begin{bmatrix} u_i \\ u_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_i \\ 1 & x_j \end{bmatrix} \begin{bmatrix} c_1 \\ c_2 \end{bmatrix} \quad (5.22)$$

yazılabilir. (5.22) ifadesinde sabitler vektörü çekilip (5.21) ifadesinde yerine konulup çarpım yapıldığında;

$$u = \left(\frac{x_j - x}{x_j - x_i} \right) u_i + \left(\frac{x - x_i}{x_j - x_i} \right) u_j = N_i(x) u_i + N_j(x) u_j \quad (5.23)$$

bulunur. Bu ifadedeki u_i ve u_j yerdeğişirmeler, N_i ve N_j ifadeleri düğüm noktası serbestliklerinin şekil fonksiyonlarıdır.

Yer değişirme fonksiyonu bir kez daha matris olarak yazılırsa;

$$u = [N] \{a\} \quad (5.24)$$

olup burada;

$$N = [N_i(x) \quad N_j(x)] \text{ ve } a = [u_i \quad u_j]^T \quad (5.25)$$

dır.

Bu elemana ait şekil değişirme ifadesi ve gerilme;

$$\varepsilon = \frac{\partial u}{\partial x}, \quad L = \frac{\partial}{\partial x}, \quad \varepsilon = L \cdot u \quad (5.26, a,b,c)$$

$$\varepsilon = LNa = Ba = \frac{\partial}{\partial x} [N_i(x) \quad N_j(x)] a = \frac{1}{x_j - x_i} [-1 \quad 1] a \quad (5.27)$$

$$D = E, \quad \sigma = E \cdot \varepsilon \quad (5.28)$$

şeklindedir.

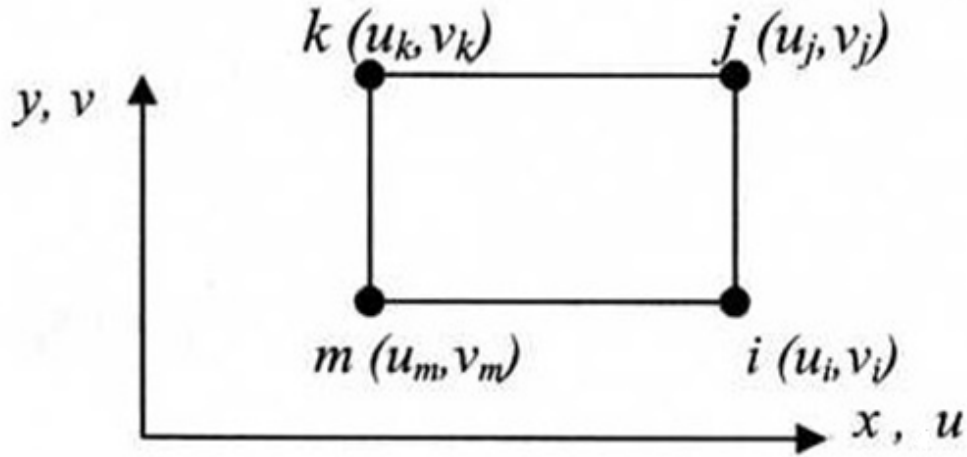
K rijitlik matrisi ise;

$$K = \int_{V_e} B^T \cdot D \cdot B \, dV = \int_{x_i}^{x_j} B^T \cdot D \cdot B A \, dx = \frac{AE}{l} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (5.29)$$

dir [12].

5.5.2 İki Boyutlu Hal (Düzlem Şekil Değiştirme Durumu)

Düzlem şekil değiştirme durumu için en çok üçgen ve dörtgen levha elemanlar kullanılmaktadır. Bu durum için her bir düğüm noktasında X ve Y eksenini doğrultularında olmak üzere iki adet serbestlik bulunmaktadır.



Şekil 5.8 Dikdörtgen eleman düğüm noktası serbestlikleri.

Şekil 5.8 de de görülmekte olan durum için yer değiştirme fonksiyonları;

$$u = c_1 + c_2 \cdot x + c_3 \cdot y + c_4 \cdot xy \quad (5.30)$$

$$v = c_5 + c_6 \cdot x + c_7 \cdot y + c_8 \cdot xy \quad (5.31)$$

Şekil değiştirme cinsinden yer değiştirme fonksiyonları ise;

$$u = N_i(x, y)u_i + N_j(x, y)u_j + N_k(x, y)u_k + N_m(x, y)u_m \quad (5.32)$$

$$v = N_i(x, y)v_i + N_j(x, y)v_j + N_k(x, y)v_k + N_m(x, y)v_m \quad (5.33)$$

Düzlem gerilme haline ait;

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}, \quad \epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}, \quad \epsilon_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad (5.34)$$

ifadelerinden hareketle yer değiştirmeleri şekil değiştirmelere bağlayan lineer operatör;

$$L = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 \\ 0 & \partial/\partial y \\ \partial/\partial x & \partial/\partial y \end{bmatrix} \quad (5.35)$$

şeklinde yazılır.

Elemana ait şekil fonksiyonları matrisi ise;

$$N = \begin{bmatrix} N_i & 0 & N_j & 0 & N_k & 0 & N_m & 0 \\ 0 & N_i & 0 & N_j & 0 & N_k & 0 & N_m \end{bmatrix} \quad (5.36)$$

olarak belirlenerek (5.22) ifadesinden faydalananarak $B=LN$ matris çarpımı yapılarak yer değiştirmeleri şekil değiştirmelere bağlayan matris elde edilir.

$$B = \begin{bmatrix} \partial N_i/\partial x & 0 & \partial N_j/\partial x & 0 & \partial N_k/\partial x & 0 & \partial N_m/\partial x & 0 \\ 0 & \partial N_i/\partial y & 0 & \partial N_j/\partial y & 0 & \partial N_k/\partial y & 0 & \partial N_m/\partial y \\ \partial N_i/\partial y & \partial N_i/\partial x & \partial N_j/\partial y & \partial N_j/\partial x & \partial N_k/\partial y & \partial N_k/\partial x & \partial N_m/\partial y & \partial N_m/\partial x \end{bmatrix} \quad (5.37)$$

Düğüm noktası bilinmeyenleri vektörü ise;

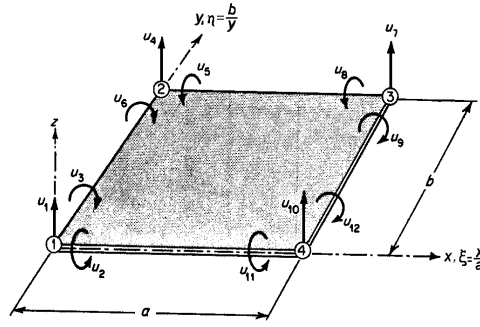
$$a = [u_i \quad v_i \quad u_j \quad v_j \quad u_k \quad v_k \quad u_m \quad v_m]^T \quad (5.38)$$

olacaktır. Bir sonraki adımda (5.24) ifadesinden hareketle K rijitlik matrisi tespit edilerek, uç yer değiştirmeleri vektörü ve yük vektörü birlikte aşağıdaki (5.34) eşitliği yardımıyla çözüm yapılarak bilinmeyenler tespit edilir.

$$[K]\{a\} = \{Q\} \quad (5.39)$$

5.5.3 Plak Sonlu Eleman Durumu

İnce plakların eğilme problemi göz önüne alındığında plağa ait 4 düğüm noktası için toplam $4 \times 3 = 12$ serbestlik derecesi olduğu aşıkardır (Şekil 5.9). Düğüm noktalarındaki serbestlikler; Z doğrultusundaki çökme ile plağın X ve Y eksenini etrafında dönme hareketidir.



Şekil 5.9: Plak sonlu eleman serbestlikleri

Plak problemi ile ilgili olarak;

$\theta_x = \partial w / \partial y$ ve $\theta_y = -\partial w / \partial x$ olmak üzere yer değiştirme vektörü,

$$\{a\} = \{w_i \quad \theta_{xi} \quad \theta_{yi}\}^T$$

$$= \{w_1 \quad \theta_{x1} \quad \theta_{y1} \quad w_2 \quad \theta_{x2} \quad \theta_{y2} \quad w_3 \quad \theta_{x3} \quad \theta_{y3} \quad w_4 \quad \theta_{x4} \quad \theta_{y4}\}^T \quad (5.40)$$

şeklinde, şekil değiştirme vektörü ise (3.17) ifadesinden faydalanarak,

$$\{\epsilon\} = \{\chi\} = \{\chi_x \quad \chi_y \quad \chi_{xy}\}^T = \begin{Bmatrix} -\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \\ -\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \\ -\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \end{Bmatrix} \quad (5.41)$$

şeklinde, momentlerden ibaret olan kuvvet vektörü ise,

$$\{\sigma\} = \{M_x \quad M_y \quad M_{xy}\}^T \quad (5.42)$$

şeklinde ifade edilir.

$$\{\sigma\} = [D]\{\epsilon\} \quad (5.43)$$

Yukarıdaki gerilme ifadesindeki $[D]$ elastisite matrisi ise;

$$[D] = D \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (5.44)$$

olup ν Poisson oranı ise 12 serbestliği bulunan dikdörtgen plak elemanın yer değiştirme (çökme) fonksiyonu 12 terimli olacaktır.

					1						
				x		y					
			x ²		xy		y ²				
		x ³		x ² y		xy ²		y ³			
	x ⁴		x ³ y		x ² y ²		xy ³		y ⁴		
x ⁵		x ⁴ y		x ³ y ²		x ² y ³		xy ⁴		y ⁵	

Şekil 5.10: Pascal üçgeni

Şekil 5.10 da görülmekte olan Pascal üçgeni yardımıyla yer değiştirme fonksiyonu oluşturulur. Bu ifadede 3. Derece polinoma ait 10 adet ifadeye ilave olarak daha yüksek dereceli iki terim daha bulunacaktır.

$$w(x, y) = c_1 + c_2 \cdot x + c_3 \cdot y + c_4 \cdot x^2 + c_5 \cdot xy + c_6 y^2 + c_7 x^3 + c_8 x^2 y + c_9 x y^2 + c_{10} y^3 + c_{11} x^3 y + c_{12} x y^3 = \mathbf{w}^T \quad (5.45)$$

$$\frac{\partial w}{\partial y} = \theta_x = c_3 + c_5 \cdot x + 2c_6 \cdot y + c_8 \cdot x^2 + 2c_9 xy + 3c_{10} y^2 + c_{11} x^3 + c_{12} x y^2 \quad (5.46)$$

$$-\frac{\partial w}{\partial x} = \theta_y = -(c_2 + 2c_4 \cdot x + c_5 \cdot y + 3c_7 \cdot x^2 + 2c_8 xy + c_9 y^2 + 3c_{11} x^2 y + c_{12} y^3) \quad (5.47)$$

Yerdeğiştirme fonksiyonlarındaki c_i parametrelerini yer değiştirmelere bağlayan A matrisi;

$$\{a\} = \{w_1 \quad \theta_{x1} \quad \theta_{y1} \quad w_2 \quad \theta_{x2} \quad \theta_{y2} \quad w_3 \quad \theta_{x3} \quad \theta_{y3} \quad w_4 \quad \theta_{x4} \quad \theta_{y4}\}^T \\ = A \{c_1 \quad c_2 \quad c_3 \quad c_4 \quad c_5 \quad c_6 \quad c_7 \quad c_8 \quad c_9 \quad c_{10} \quad c_{11} \quad c_{12}\}^T \quad (5.48)$$

dir. A matrisi (5.45), (5.46) ve (5.47) ifadelerinden hareketle Şekil 5.11 deki gibi olur

$$A = \begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 & x_1^2 & x_1 y_1 & y_1^2 & x_1^3 & x_1^2 y_1 & x_1 y_1^2 & y_1^3 & x_1^3 y_1 & x_1 y_1^3 \\ 0 & -1 & 0 & -2x_1 & -y_1 & 0 & -3x_1^2 & -2x_1 y_1 & -y_1^2 & 0 & -3x_1^2 y_1 & -y_1^3 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & x_1 & 2y_1 & 0 & x_1^2 & 2x_1 y_1 & 3y_1^2 & x_1^3 & 3x_1 y_1^2 \\ \hline 1 & x_2 & y_2 & x_2^2 & x_2 y_2 & y_2^2 & x_2^3 & x_2^2 y_2 & x_2 y_2^2 & y_2^3 & x_2^3 y_2 & x_2 y_2^3 \\ 0 & -1 & 0 & -2x_2 & -y_2 & 0 & -3x_2^2 & -2x_2 y_2 & -y_2^2 & 0 & -3x_2^2 y_2 & -y_2^3 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & x_2 & 2y_2 & 0 & x_2^2 & 2x_2 y_2 & 3y_2^2 & x_2^3 & 3x_2 y_2^2 \\ \hline 1 & x_3 & y_3 & x_3^2 & x_3 y_3 & y_3^2 & x_3^3 & x_3^2 y_3 & x_3 y_3^2 & y_3^3 & x_3^3 y_3 & x_3 y_3^3 \\ 0 & -1 & 0 & -2x_3 & -y_3 & 0 & -3x_3^2 & -2x_3 y_3 & -y_3^2 & 0 & -3x_3^2 y_3 & -y_3^3 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & x_3 & 2y_3 & 0 & x_3^2 & 2x_3 y_3 & 3y_3^2 & x_3^3 & 3x_3 y_3^2 \\ \hline 1 & x_4 & y_4 & x_4^2 & x_4 y_4 & y_4^2 & x_4^3 & x_4^2 y_4 & x_4 y_4^2 & y_4^3 & x_4^3 y_4 & x_4 y_4^3 \\ 0 & -1 & 0 & -2x_4 & -y_4 & 0 & -3x_4^2 & -2x_4 y_4 & -y_4^2 & 0 & -3x_4^2 y_4 & -y_4^3 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & x_4 & 2y_4 & 0 & x_4^2 & 2x_4 y_4 & 3y_4^2 & x_4^3 & 3x_4 y_4^2 \end{bmatrix} \quad \begin{matrix} \textcircled{1} \\ \textcircled{2} \\ \textcircled{3} \\ \textcircled{4} \end{matrix}$$

Şekil 5.11: A matrisi

şeklin de yazılabilir.

$$\{a\} = A c \rightarrow c = A^{-1} \{a\} \quad (5.49)$$

ise;

$$w(x, y) = \mathbf{w}^T \mathbf{c} = \mathbf{w}^T A^{-1} \{a\} = [N]^T \cdot \{a\} \quad (5.50)$$

ifadesi elde edilebilir. Buradan da [N] elde edilerek (5.22) ve (5.24) ifadeleri vasıtasıyla K rijitlik matrisi bulunur Şekil (5.12), [13].

$$K = \frac{Eh}{180(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} F & G & -H & L & -M & -N & O & -P & -Q & I & J & -K \\ & R & -Z & -M & T & \phi & P & U & \phi & -J & S & \phi \\ & & V & N & \phi & X & Q & \phi & Y & -K & \phi & W \\ & & & F & G & H & I & J & K & O & -P & Q \\ & & & & R & Z & -J & S & \phi & P & U & \phi \\ & & & & & V & K & \phi & W & -Q & \phi & Y \\ & \text{Simetrik} & & & & & F & -G & H & L & M & N \\ & & & & & & & R & -Z & M & T & \phi \\ & & & & & & & & V & -N & \phi & X \\ & & & & & & & & & F & -G & -H \\ & & & & & & & & & & R & Z \\ & & & & & & & & & & & V \end{bmatrix}$$

Şekil 5.12: Rijitlik matrisi

Matrisin katsayısı plak rijitliğine ait daha önce verilmiş olan (3.23) ifadesinin Aldini ve Clough tarafından Şekil 5.12 de görülmekte olan rijitlik matrisi için uyarlanmış biçimidir [13].

Matris ifade içerisinde harflere karşılık gelen değerler ise;

$$\begin{aligned} F &= \frac{(42 - 12\nu + 60\rho^2 + 60\rho^{-2})h^2}{ab}, & Q &= \frac{[(15\rho^{-2} - 3(1 - \nu)\rho)]h^2}{a} \\ G &= \frac{(30\rho + 3\rho^{-1} + 12\nu\rho^{-1})h^2}{b}, & R &= [20\rho - 4(1 - \nu)\rho^{-1}]h^2 \\ H &= \frac{(30\rho^{-1} + 3\rho + 12\nu\rho)h^2}{a}, & S &= [10\rho - (1 - \nu)\rho^{-1}]h^2 \\ I &= \frac{(-42 + 12\nu - 60\rho^2 + 30\rho^{-2})h^2}{ab}, & T &= [10\rho - 4(1 - \nu)\rho^{-1}]h^2 \\ J &= \frac{(30\rho + (3(1 - \nu)\rho^{-1})h^2}{b}, & U &= [5 + (1 - \nu)\rho^{-1}]h^2 \\ K &= \frac{(15\rho^{-1} - 3\rho + 12\nu\rho)h^2}{a}, & V &= [20\rho^{-1} + 4(1 - \nu)\rho]h^2 \\ L &= \frac{(-42 + 12\nu - 60\rho^{-2} + 30\rho^2)h^2}{ab}, & W &= [(10\rho^{-1} - 4(1 - \nu)\rho)]h^2 \\ M &= \frac{(-15\rho^{-1} + 3\rho^{-1} + 12\nu\rho^{-1})h^2}{b}, & X &= [10\rho^{-1} - (1 - \nu)\rho]h^2 \\ N &= \frac{(30\rho^{-1} + (3(1 - \nu)\rho)h^2}{a}, & Y &= [5\rho^{-1} + (1 - \nu)\rho]h^2 \end{aligned}$$

$$O = \frac{(42 - 12v - 30\rho^2 - 30\rho^{-2})h^2}{ab} \quad , \quad Z = (15vh^2)$$

$$P = \frac{[-15\rho + 3(1 - v)\rho^{-1}]h^2}{b} \quad , \quad \phi = 0$$

$$\rho = \frac{a}{b} \quad , \quad \rho^{-1} = \frac{b}{a} \quad .$$

6.BALASTLI VE BALASTSIZ DEMİRYOLU ÜSTYAPILARININ YAPISAL MODELLENMESİ VE ANALİZİ

6.1 SAP2000 V9 Programı Hakkında

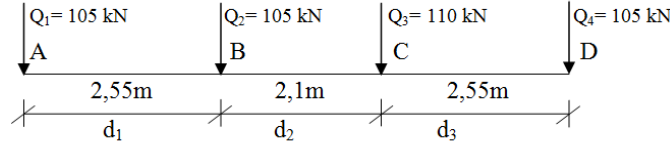
SAP2000 programı Amerikan CSI Şirketi (Computers and Structures, Inc.) tarafından geliştirilmiş ve 30 yılı aşkın süredir mühendislik alanında kullanılan genel amaçlı bir yazılımdır [16]. Program yapı sistemleri için kullanımında, modelleme analiz ve boyutlandırma imkanını tanımaktadır. Windows ortamında çalışan program Grafik Kullanıcı Arayüzü sayesinde kolaylıkla kullanılabilir.

Bir yapı sisteminin SAP 2000 Programı ile analiz ve boyutlandırılmasında genel olarak aşağıdaki adımlar izlenmektedir;

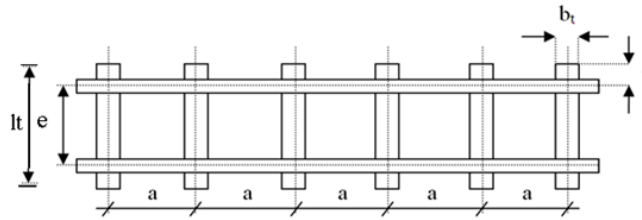
- Modelleme: Yapı sistemimiz ya doğrudan yahut programın içerisindeki yapı tipi şablonları (Kubbe, köprü, kafes vs.) vasıtasıyla oluşturulur.
- Malzeme Özelliklerinin Belirlenmesi: Programın bilgi dağarcığında beton, çelik vs. vs. malzemelere ait özellikler hazır olarak bulunmakla beraber, kullanıcı tarafından yeni malzemelerin tanınması da mümkündür.
- Kesitlerin Tanımlanması: Bu adımda ilk olarak sistemdeki yapısal elemanlara ait kesit özellikleri tanımlanır. Yine bu konuda da programda hazır olarak birçok kesit tipi bulunmakla beraber tamamen yeni bir kesitin tanımlanması da mümkündür. Kesit geometrisinin tanımlanmasından sonra bir önceki adımda belirlenen malzeme türleri ilgili kesitlere atanır.
- Yüklerin Atanması: Sisteme etkiyen tekil, yayılı, üçgen yükler, sıcaklık değişimleri vs. tüm yükler düğüm noktası, çubuk ya da sonlu elemanlara etkitilebilmekte ayrıca dinamik analiz yapılması da mümkün olmaktadır.
- Analiz: Önceki adımların tamamlanmasından sonra analiz yapılarak alınan tüm sonuçlar hem yazılı olarak hem de görsel olarak elde edilebilir.
- Boyutlandırma: Bu adımda da sistemde kayıtlı bulunan yönetmeliklerin ilgili hükümleri doğrultusunda boyutların da yapılabilir.

6.2 Balastlı Demiryolu Üstyapısının SAP2000 İle Modellenmesi ve Analizi

Balastlı demiryolu üstyapısının Zimmermann Yöntemi ile çözümüne ait prensipler daha önce 4. Bölümde gösterilmiş olup bu bölümde, basit bir yük katarı etkisiyle (Şekil 6.1) şekil değiştiren balastlı üstyapıda tekerlek yükleri altında meydana gelen çökme değerleri ve eğilme momentleri bu yöntem ve SAP2000 programı ile hesaplanarak karşılaştırılacaktır.



Şekil 6.1.a : Örnek probleme ait tekerlek yükleri



Şekil 6.1.b : Balastlı üstyapıya ait karakteristik büyüklüklerin şematik gösterimi

Şekil 6.1 : Örnek probleme ait tekerlek yükleri ve karakteristik büyüklükler

Sisteme ait veriler;

Çizelge 6.1: A noktasına ait hesap cetveli

	x	x/L	H	μ	Q	$Q\eta$	$Q\mu$
A	0	0	1	1	105	105	105
B	255	2,90	-0,04	-0,07	105	-4,20	-7,35
C	465	5,28	0	0,01	110	0	1,10
D	720	8,18	0	0	105	0	0
					Σ	100,80	98,75

$a = 0,65$ m; $t = 0,5$ m; $b_t = 0,25$ m; yatak katsayısı $c = 68670$ kN/m³; elastik kirişe ait elastisite modülü $E = 2,06 \times 10^8$ kN/m²; kiriş atalet momenti $I = 1,95 \times 10^{-5}$ m⁴.

(4.17) ifadesi yardımıyla elastik kirişin genişliği $b = 0,38$ m, kirişin elastik boyu ise $L = 0,88$ m olarak hesaplanmıştır. Atalet momenti ve kiriş genişliği yardımıyla kiriş yüksekliği $0,085$ m olarak hesaplanmıştır.

Çizelge 6.1’de A noktasına ait çökme ve moment değerlerinin hesaplanacağı toplam $Q\eta$ ve $Q\mu$ değerleri elde edilmiştir. $Q\eta$ ve $Q\mu$ değerleri (4.14) ve (4.20) ifadelerinde yerine koyularak A noktasındaki çökme ve eğilme moment değerleri bulunmuştur.

Buna göre A noktasındaki çökme değeri $y_A = -0,0022$ m olurken eğilme momenti değeri ise $M_A = 21,73$ kNm olarak hesaplanmıştır.

Aşağıda Çizelge 6.2, 6.3 ve 6.4 yardımıyla yukarıda hesaplandığı biçimde diğer noktalara ait moment ve çökme değerleri belirlenmiştir. B noktası için;

Çizelge 6.2: B noktasına ait hesap cetveli

	X	x/L	η	μ	Q	$Q\eta$	$Q\mu$
A	255	2,89	-0,04	-0,07	105	-4,2	-7,35
B	0	0	1	1	105	105	105
C	210	2,38	-0,06	-0,13	110	-6,6	-14,3
D	465	5,28	0	0,01	105	0	1,05
					Σ	94,2	84,4

Çizelge 6.2’ de B noktasına ait çökme ve moment hesabı görülmekte olup B noktasındaki çökme değeri $y_B = -0,0021$ m olurken eğilme momenti değeri ise $M_B = 18,57$ kNm olur. C noktası için;

Çizelge 6.3: C noktasına ait hesap cetveli

	X	x/L	η	μ	Q	$Q\eta$	$Q\mu$
A	465	5,28	0	0,01	105	0	1,05
B	210	2,39	-0,01	-0,13	105	-1,05	-13,65
C	0	0	1	1	110	110	110
D	255	2,9	-0,04	-0,07	105	-4,2	-7,35
					Σ	104,75	90,05

Çizelge 6.3’ de C noktasına ait çökme ve moment hesabı görülmekte olup C noktasındaki çökme değeri $y_C = -0,0023$ m olurken eğilme momenti değeri ise $M_C = 19,81$ kNm olmaktadır. D noktası için;

Çizelge 6.4: D noktasına ait hesap cetveli

	x	x/L	η	μ	Q	$Q\eta$	$Q\mu$
A	720	8,18	0	0	105	0	0
B	465	5,28	0	0,01	105	0	1,05
C	255	2,9	-0,04	-0,07	110	-4,4	-7,7
D	0	0	1	1	105	105	105
					Σ	100,6	98,35

Çizelge 6.4' te D noktasına ait çökme ve moment hesabı görülmekte olup

D noktasındaki çökme değeri $y_D = -0,0022$ m olurken eğilme momenti değeri ise

$M_D = 21,64$ kNm olmaktadır.



Şekil 6.2: Örnek problemin SAP2000 ile oluşturulmuş modeli

Şekil 6.2 de örnek problemin SAP 2000 programında modellenmiş hali görülmektedir. Model kurulurken sırasıyla yukarıdaki klasik hesap yöntemi ile hesaplanmış kiriş boyutları ve kirişe ait malzeme karakteristikleri programda tanımlanmış ardından elastik kiriş 0,05 metrelik sonlu elemanlara bölünmüş ve her düğüm noktasına yatak katsayısını karşılayacak şekilde yaylar atanmıştır. Şekil 6.3'te elastik kirişin şekil değiştirmiş hali, Şekil 6.4'te ise kirişe ait eğilme momenti diyagramı görülmektedir.



Şekil 6.3: Elastik kirişin şekil değiştirmiş hali



Şekil 6.4: Elastik kirişe ait eğilme momenti diyagramı

A, B, C ve D noktalarına ait her iki yöntemle bulunan çökme ve eğilme momenti değerleri Çizelge 6.5'te görülmektedir.

Çizelge 6.5: Zimmermann yöntemi ve SAP2000 programı ile elde edilmiş çökme ve moment değerleri

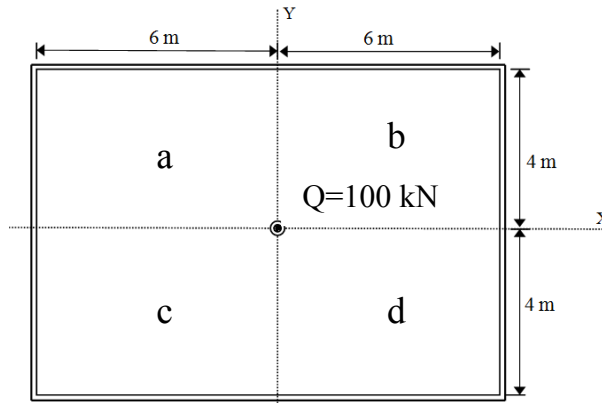
	Çökme değerleri(m)		Moment değerleri(kNm)	
	Zimmermann	SAP2000	Zimmermann	SAP2000
A	-0,0022	-0,0022	21,73	21,64
B	-0,0021	-0,0022	18,57	18,55
C	-0,0023	-0,0023	19,81	19,88
D	-0,0022	-0,0022	21,64	20,72

Çizelge 6.5'te de görüldüğü üzere her iki yöntemle hesaplanmış olan değerler birbirine oldukça yakındır.

6.3 Basit Bir Plak Probleminde Bazı Düğüm Noktası Çökme ve Dönme Değerlerinin Bilgisayar Yazılımı Kullanılmadan ve SAP2000 Programı ile Çözülerek Karşılaştırılması

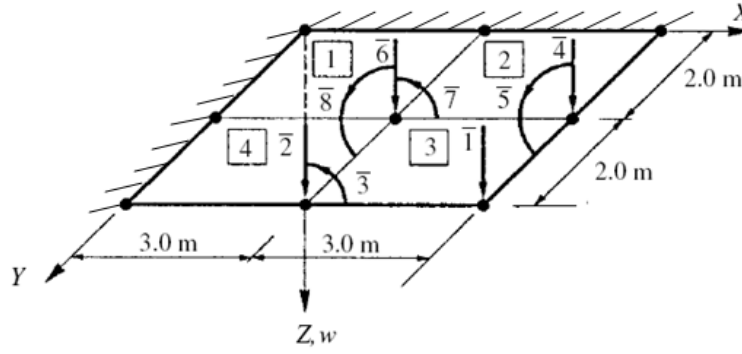
Bu bölümde dört tarafından ankastre olarak mesnetlenmiş bir plağın sonlu elemanlara bölünerek bazı düğüm noktalarındaki yer değiştirme ve dönme değerleri, öncelikle bilgisayar yazılımı kullanılmadan belirlenecek ardından da SAP2000 programı yardımıyla elde edilen yer değiştirme ve dönme değerleri ile karşılaştırılacaktır.

Örnek olarak kenarlarından ankastre olarak mesnetlenmiş $12\text{ m} \times 8\text{ m} \times 1\text{ m}$ ebatlarında bir plak alınmıştır. Plağın orta noktasına – Z yönünde 100 kN değerinde bir kuvvet etkilmiştir. Plak, X ve Y eksenlerine göre simetrik olduğundan ve yükün tam olarak simetri eksenlerinin birleştiği noktaya uygulanmasından dolayı bu doğrultularda 2×2 lik 4 eşit parçaya bölünmüştür. Çözüm ise bu parçalardan herhangi birisinin alınması suretiyle araştırılmıştır. Hesap kolaylığı açısından plağın elastisite modülü '1' olarak alınırken poisson oranı ise $1/3$ olarak alınmıştır.



Şekil 6.5: Örnek plak

Şekil 6.5 de görülmekte olan plağın (a) bileşeni alınarak dört eşit parçaya bölünmüş ve 100 kN luk yükün dörtte biri olan 25 kN luk yüke tabi tutulmuştur. Şekil 6.6'da görülmekte olan bu çeyrek plak elemanında 9 adet düğüm noktası olduğundan 27 adet düğüm nokta serbestliği olacaktır. Ancak sınır koşulları sebebiyle üzeri çizgili rakamlarla belirtilen serbestlikler dışında kalan serbestlik değerleri '0' olacaktır (Çizelge 6.6).



Şekil 6.6: Çeyrek plak da meydana gelen çökme ve dönme serbestlikleri.

Çizelge 6.6: Plak elemanlarında oluşacak çökme ve dönme bilinmeyenleri.

Eleman	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	0	0	0	0	0	0	6	8	7	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	4	5	0	6	8	7
3	6	8	7	4	5	0	1	0	0	2	0	3
4	0	0	0	6	8	7	2	0	3	0	0	0

Sınır şartlarının uygulanması ile oluşacak rijitlik matrisi ise ;

$$K = 0,00625 \begin{bmatrix} 33,28 & 0,47 & 7,67 & -26,61 & -23,17 & -7,14 & 2,33 & -10,58 \\ & 66,56 & 0,00 & -7,14 & -10,58 & -53,22 & 0,00 & -46,34 \\ & & 34,66 & 2,33 & 0,00 & 0,00 & 5,34 & 0,00 \\ & & & 66,56 & 0,00 & 0,94 & 15,34 & 0,00 \\ & \text{Simetrik} & & & 63,56 & 0,00 & 0,00 & 26,44 \\ & & & & & 133,12 & 0,00 & 0,00 \\ & & & & & & 69,32 & 0,00 \\ & & & & & & & 127,12 \end{bmatrix} \quad (6.1)$$

$$= \begin{bmatrix} 0,208 & 0,003 & 0,04 & -0,166 & -0,145 & -0,045 & 0,015 & -0,066 \\ & 0,416 & 0 & -0,045 & -0,066 & -0,333 & 0 & -0,290 \\ & & 0,217 & 0,015 & 0 & 0 & 0,033 & 0 \\ & & & 0,416 & 0 & 0,006 & 0,096 & 0 \\ & \text{Simetrik} & & & 0,397 & 0 & 0 & 0,165 \\ & & & & & 0,832 & 0 & 0 \\ & & & & & & 0,433 & 0 \end{bmatrix} \quad (6.2)$$

şeklindedir.

Yük vektörü;

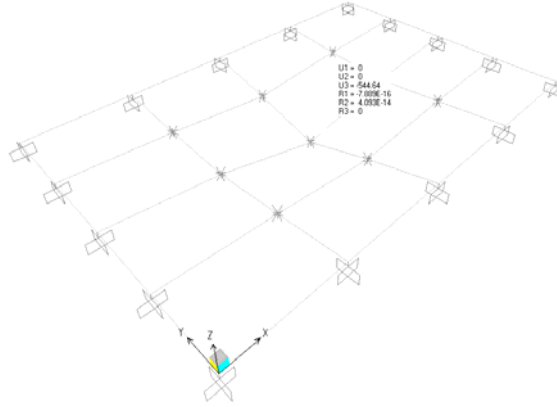
$\{Q\} = \{25; 0; 0; 0; 0; 0; 0; 0\}$ dir.

$[K]\{a\} = \{Q\}$ biçiminde ki (5.39) eşitliği yardımıyla hesaplanacak yer değiştirme vektörü ise;

$\{a\} = \{524,57; 180,41; -122,95; 246,45; 192,37; 98,52; -62,70; 69,42\}$ olur.

Örnek problemin SAP 2000 programında modellenerek çözülmüş haline ait şekil değiştirmiş plak durumu Şekil 6.7’de görülmekte olup çözüm sonucu elde edilen yer değiştirme vektörü ise;

$\{a\} = \{544,64; 183,09; -132,48; 254,43; 202,66; 101,36; -69,35; 64,60\}$ dir.



Şekil 6.7: Örnek problemin SAP2000 programı ile modellenerek çözülmüş hali.

Her iki yöntemle elde edilen en büyük yer değiştirme değerleri karşılaştırıldığında; SAP2000 programından elde edilen sonuçla bilgisayar kullanmadan elde edilen sonucun birbirine çok yakın olduğu görülmektedir. Buradan hareketle SAP2000 programı ile yapılacak yapısal modelleme sonucunda elde edilen değerlerin doğruya yakın olduğu sonucuna varılabilir.

6.4 Balastsız Demiryolu Üstyapısının SAP2000 ile Modellenmesi ve Analizi

Bu bölümde sırasıyla ray, elastik altlık, plak ve zeminin birleşiminden oluşacak şekilde bir üstyapı-zemin modeli kurulmuştur (Şekil 6.8). Birlikte çalışması sağlanan bu üstyapı-zemin modeli değişik yükleme koşullarında farklı yatak katsayıları için, elastik ray altlığının farklı yay katsayıları için ve beton plağın farklı kalınlıkları için çözümler elde edilen sonuçlar irdelenecektir.

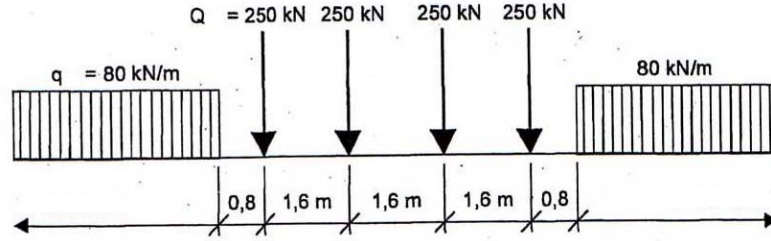
Zemin yatak katsayısı = 20 MN/m^3 (Plak kalınlığına göre ve elastik altlığın yay katsayısına göre yapılacak parametrik çözüm aşamaları için),

Zemin yatak katsayısı = $1 \text{ MN/m}^3 - 50 \text{ MN/m}^3$ aralığı (Zemin yatak katsayısı için yapılacak parametrik çözüm aşaması için kullanılacak yatak katsayısı aralığı),

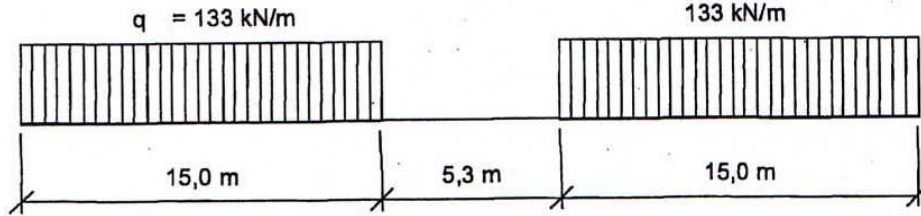
Elastik ray altlığı yay katsayısı = 50 MN/m (Plak kalınlığına göre ve zemin yatak katsayısına göre yapılacak parametrik çözüm aşamaları için),

Elastik ray altlığı yay katsayısı = $10 \text{ MN/m} - 100 \text{ MN/m}$ (Elastik altlık yay katsayısına göre yapılacak parametrik çözüm aşaması için kullanılacak yay katsayısı aralığı)

Yük Katarı: Yük katarı olarak UIC (International Union of Railways)' nin belirlediği UIC 702 kodunda bildirilen yükleme koşullarından faydalanılmıştır (Şekil 6.11 a-b).



a) 'Yük modeli 71' (A Yükleme)



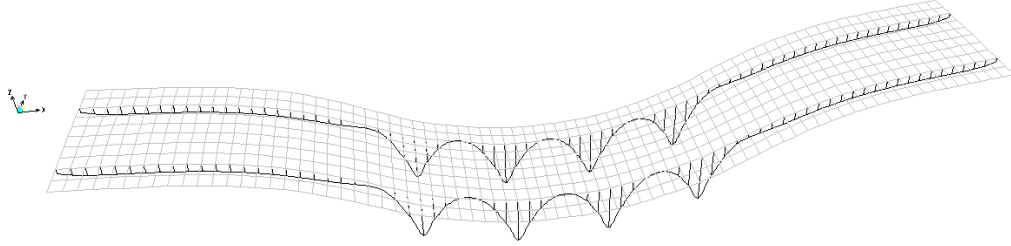
b) 'Yük modeli SW/0' (B Yükleme)

Şekil 6.11: Üstyapı hesabında kullanılmak üzere UIC 702 kodunda belirtilen yük katarları.

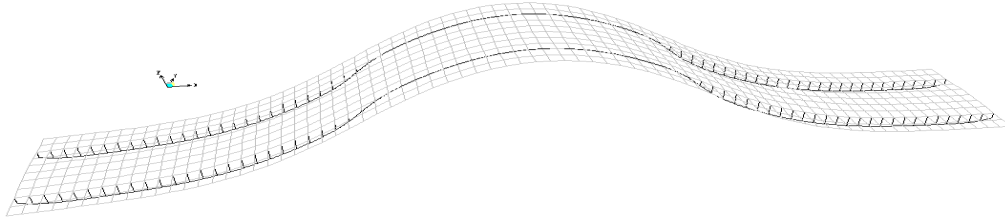
Bu bölümde yapılacak analizlerde 'Yük modeli 71' aynen uygulanırken kullanılan plak uzunluğunun 'Yük modeli SW/0' da öngörülen değerden daha küçük olmasından dolayı bu yükleme modeli yayılı yük 140 kN/m olarak, yayılı yükler arası mesafe ise 5 m olarak 15 metrelik örnek plağa uyarlanmış olup bundan böyle kullanım kolaylığı açısından birinci yükleme A Yükleme, ikinci yükleme ise B Yükleme denilecektir.

6.4.2 Yatak Katsayısına Göre Parametrik Çözüm

Bu bölümde $1\text{MN/m}^3 - 50\text{ MN/m}^3$ aralığındaki 11 adet yatak katsayısı değeri için A ve B yükleme durumlarında oluşan kesit zorları hesap edilmiştir. Parametrik çözüm sonucu şekil değiştirmiş plağın abartılı perspektif görünümü Şekil 6.12’ de görülmekte olup plak iç yapısında oluşan moment, kesme kuvveti ve çökme değerleri Çizelge 6.7 ve 6.8’ de verilmiştir.



a) A yüklemesi sonucu şekil değiştirmiş plak ve rayın abartılı perspektif görünümü.



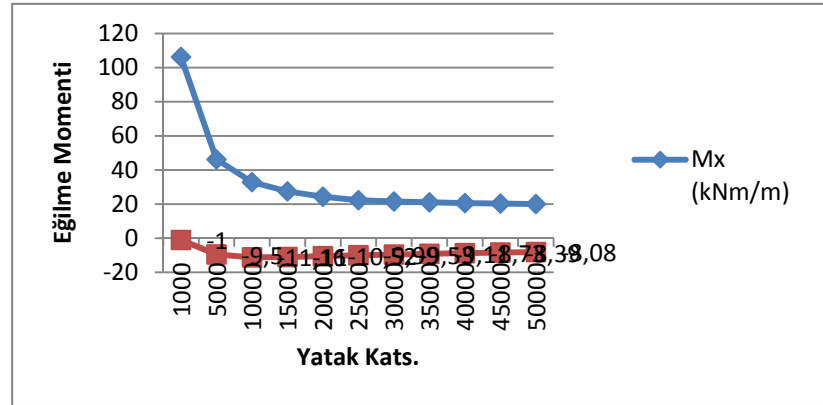
b) B yüklemesi sonucu şekil değiştirmiş plak ve rayın abartılı perspektif görünümü.

Şekil 6.12: Her iki yükleme sonucunda şekil değiştirmiş plağın abartılı perspektif görünümü.

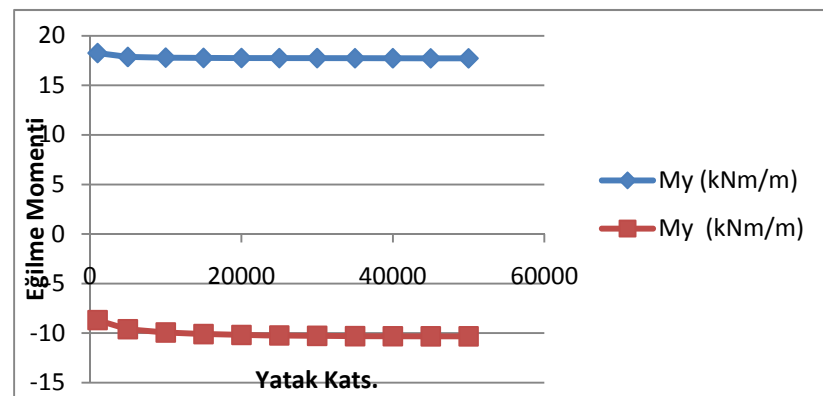
Çizelge 6.7 : A yüklemesi altında yatak katsayısına göre parametrik çözüm sonucu elde edilen sonuçlar.

Yatak Kats.	Yük Mod.	Mx	-Mx	My	-My	Vx	-Vx	Vy	-Vy	U	Zem. Ger.
MN/m^3		kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	m	Kn/m^2
1	A	106,27	-1	18,26	-8,69	61,84	-61,84	78,75	-78,75	-0,0546	-54,6
5	A	46,22	-9,5	17,87	-9,61	50,71	-50,71	79,11	-79,11	-0,0120	-60
10	A	32,95	-11,16	17,8	-9,94	47,3	-47,3	79,16	-79,16	-0,0062	-62
15	A	27,49	-11	17,77	-10,1	45,49	-45,49	79,24	-79,24	-0,0042	-63
20	A	24,38	-10,52	17,76	-10,19	44,28	-44,28	79,28	-79,28	-0,0032	-64
25	A	22,33	-9,99	17,75	-10,24	43,39	-43,39	79,29	-79,29	-0,0026	-65
30	A	21,57	-9,53	17,75	-10,28	42,69	-42,69	79,3	-79,3	-0,0022	-66
35	A	21,06	-9,11	17,74	-10,31	42,13	-42,13	79,3	-79,3	-0,0019	-66,5
40	A	20,66	-8,73	17,74	-10,32	41,66	-41,66	79,29	-79,29	-0,0016	-64
45	A	20,34	-8,39	17,73	-10,33	41,26	-41,26	79,28	-79,28	-0,0015	-67,5
50	A	20,07	-8,08	17,73	-10,33	40,92	-40,92	79,26	-79,26	-0,0013	-65

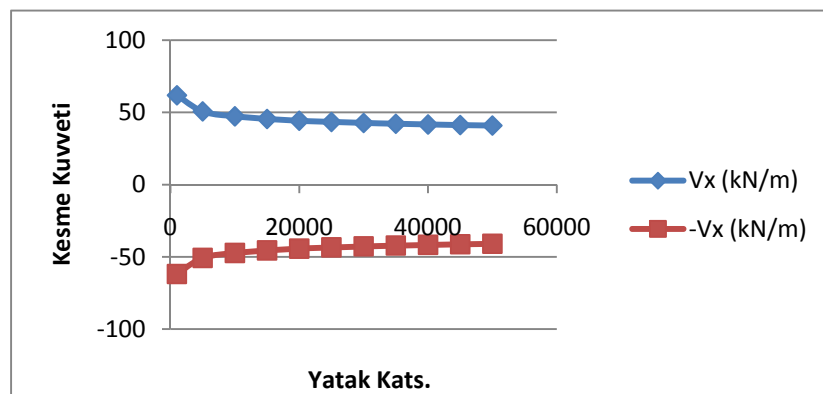
Çizelge 6.6’ da görülmekte olan verilerden hareketle A yüklemesi altında kesit tesirlerinde meydana gelen değişimlerin grafik gösterimi Şekil 6.13 de verilmiştir.



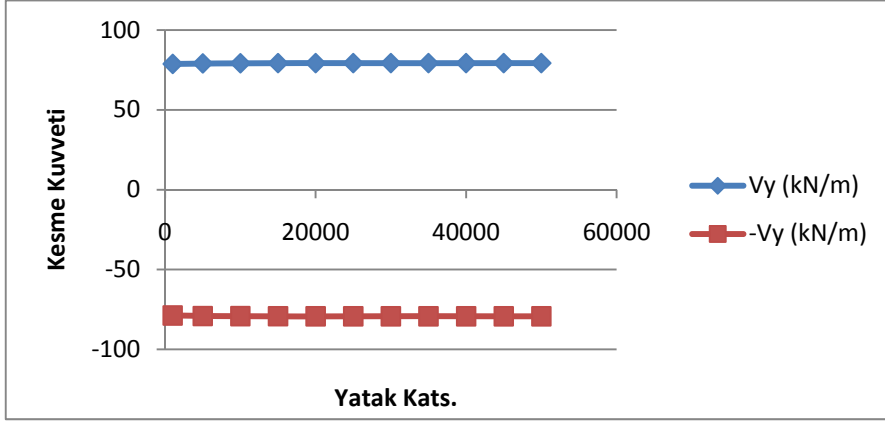
a) A yüklemesi için M_x momentinin yatak katsayısına göre değişim grafiği.



b) A yüklemesi durumunda M_y momentinin yatak katsayısına göre değişim grafiği.



c) A yüklemesi durumunda V_x kuvvetinin yatak katsayısına göre değişim grafiği.



d) A yüklemesi durumunda V_y kuvvetinin yatak katsayısına göre değişim grafiği.

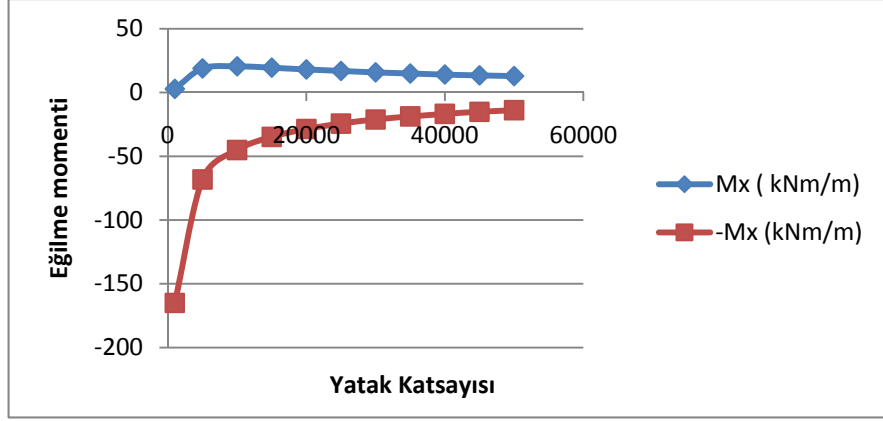
Şekil 6.13 : A yüklemesi altında kesit zorlarında meydana gelen değişim grafikleri.

Sonuç: Yatak katsayısında meydana gelen orantılı artış M_x momentinde ve V_x kuvvetinde önce hızlı ardından ise yavaş bir azalmaya sebebiyet vermektedir. M_y momenti ve V_y kuvvetinde ise kayda değer bir değişim meydana gelmemektedir. Yatak katsayısının artması ile plakta meydana gelen en büyük çökme değeri azalmaktadır. Farklı yatak katsayıları altında plakta oluşan moment ve kesme kuvveti dağılımları ise ekler bölümünde Ek A' da verilmiştir.

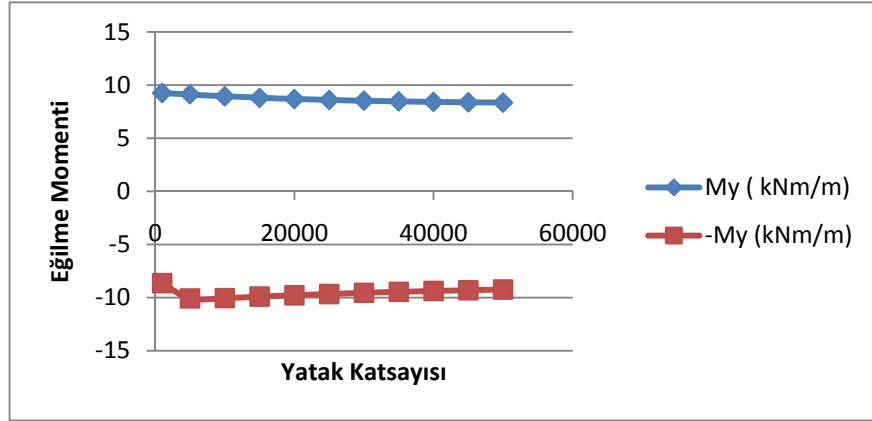
Çizelge 6.8 : B yüklemesi altında yatak katsayısına göre parametrik çözüm sonucu elde edilen sonuçlar.

Yatak Kats.	M_x	$-M_x$	M_y	$-M_y$	V_x	$-V_x$	V_y	$-V_y$	U	Zem. Ger.
kN/m^3	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	m	Kn/m^2
1000	2,86	-165	9,26	-8,64	58,45	-58,63	36,62	-36,62	-0,0590	-59
5000	18,91	-68,21	9,13	-10,08	40,97	-41,35	37,57	-37,57	-0,0130	-65
10000	20,55	-45,05	8,94	-10,05	34,87	-35,11	37,53	-37,53	-0,0065	-65
15000	19,47	-34,78	8,8	-9,91	31,42	-31,57	37,43	-37,43	-0,0042	-63
20000	18,1	-28,59	8,69	-9,78	29,03	-29,13	37,33	-37,33	-0,0031	-62
25000	16,89	-24,33	8,6	-9,66	27,24	-27,24	37,24	-37,24	-0,0024	-60
30000	15,82	-21,17	8,53	-9,55	25,82	-25,86	37,16	-37,16	-0,0020	-60
35000	14,88	-18,72	8,47	-9,46	24,67	-24,7	37,08	-37,08	-0,0017	-59,5
40000	14,11	-16,75	8,42	-9,38	23,72	-23,73	37,01	-37,01	-0,0015	-60
45000	13,45	-15,14	8,38	-9,31	22,9	-22,92	36,95	-36,95	-0,0013	-58,5
50000	12,87	-13,86	8,35	-9,24	22,2	-22,21	36,9	-36,9	-0,0012	-60

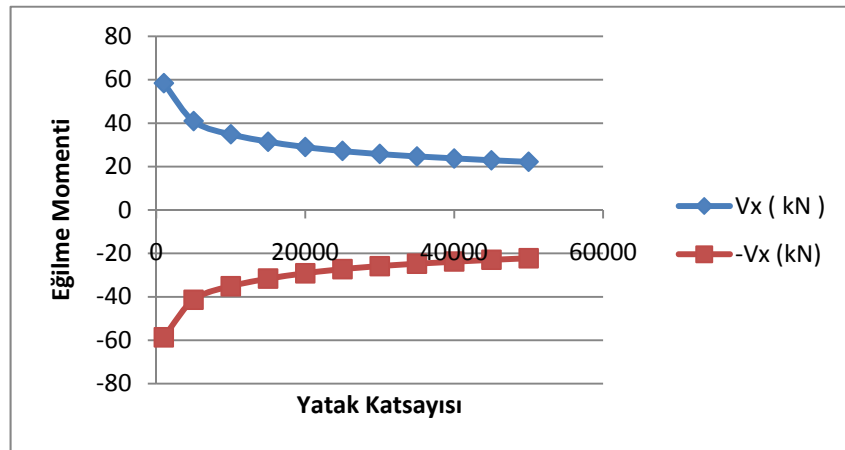
Çizelge 6.8' de görülmekte olan verilerden hareketle B yüklemesi altında kesit tesirlerinde meydana gelen değişimlerin grafik gösterimi ise Şekil 6.14 de verilmiştir.



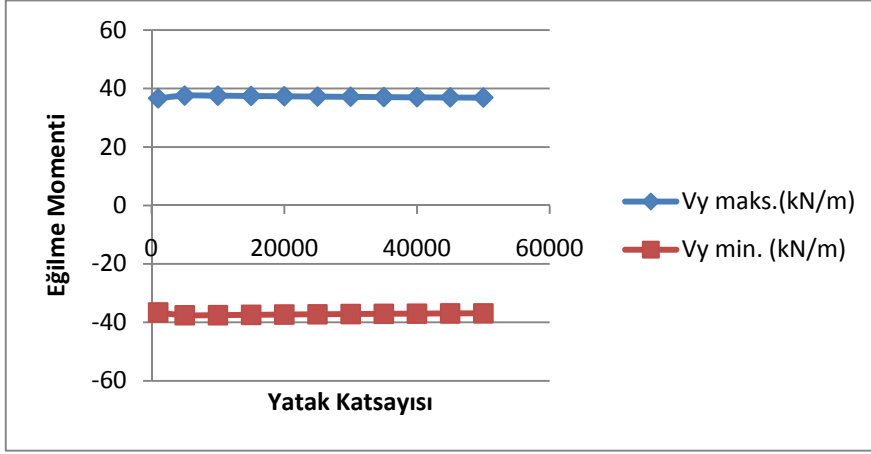
a) B yüklemesi altında yatak katsayısının artışıyla M_x momentinde meydana gelen değişim grafiği



b) B yüklemesi altında yatak katsayısının artışıyla M_y momentinde meydana gelen değişim grafiği



c) B yüklemesi altında yatak katsayısının artışıyla V_x kuvvetinde meydana gelen değişim grafiği



d) B yüklemesi altında yatak katsayısının artışıyla V_y kuvvetinde meydana gelen değişim grafiği

Şekil 6.14 : B yüklemesi altında yatak katsayısının artışıyla kesit zorlarında meydana gelen değişim grafikleri.

Sonuç: B yüklemesi altında yatak katsayısında meydana gelen orantısız artış $-M_x$ momenti değerinde önce hızlı ardından ise yavaş bir azalma meydana getirirken, V_x kuvvetinde önce hızlı ardından ise yavaş bir azalmaya sebebiyet vermektedir. Ancak M_y momenti ve V_y kuvvetinde ise kayda değer bir değişim meydana gelmemektedir. Yatak katsayısının artması ile plakta meydana gelen en büyük çökme değeri azalmaktadır. Farklı yatak katsayıları altında plakta oluşan moment ve kesme kuvveti dağılımları ise ekler bölümünde Ek A' da verilmiştir.

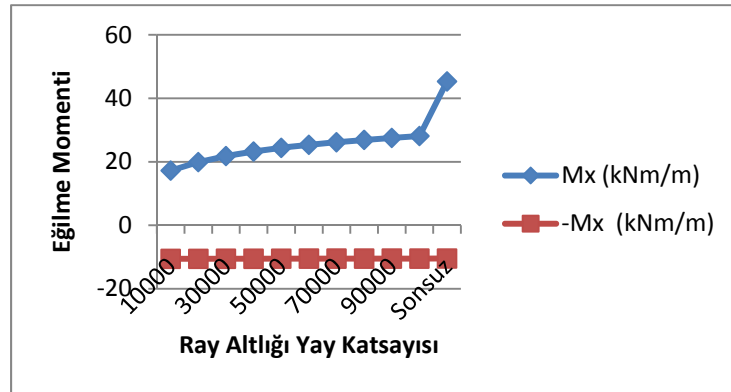
6.4.3 Elastik Altlığın Yay Katsayısına Göre Parametrik Çözüm

Bu bölümde 10.000 kN/m – 100.000 kN/m aralığındaki 10 adet yay katsayısı değeri ve bu değerlerin en büyüğünden yaklaşık 5500 defa daha büyük bir değer (Elastik altlıkla aynı büyüklükteki çelikten yapılmış altlığın yay katsayısı) olmak üzere toplam 11 değer için A ve B yükleme durumlarında oluşan kesit zorları hesap edilmiştir. Böylece ray altlığının esnekliğinin yok sayılabileceği (Sonsuz büyük yay katsayısı) durumla elastik altlığın olduğu durumlar arasında plakta oluşacak kesit zorlarına göre mukayese yapma şansı oluşmuştur. Parametrik çözüm sonucu şekil değiştirmiş plağın görünümü bir önceki durumla benzeşmektedir. Plak iç yapısında oluşan moment, kesme kuvveti ve çökme değerleri Çizelge 6.9 ve 6.10' da verilmiştir.

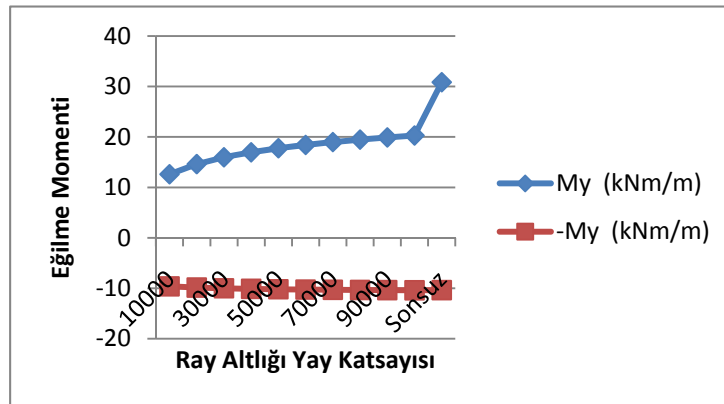
Çizelge 6.9 : A yüklemesi altında elastik altlığın yay katsayısına göre parametrik çözüm sonucu elde edilen sonuçlar.

Yay Kats.	M _x	-M _x	M _y	-M _y	V _x	-V _x	V _y	-V _y	U	Zem. Ger.
MN/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	m	kN/m ²
10	17,21	-10,57	12,6	-9,61	25,4	-25,4	55,35	-55,35	-0,0032	-64
20	19,9	-10,57	14,62	-9,85	32,04	-32,04	64,36	-64,36	-0,0032	-64
30	21,79	-10,55	15,96	-10	37,33	-37,33	70,56	-70,56	-0,0032	-64
40	23,23	-10,53	16,96	-10,11	41,25	-41,25	75,3	-75,3	-0,0032	-64
50	24,38	-10,52	17,76	-10,19	44,28	-44,28	79,28	-79,28	-0,0032	-64
60	25,34	-10,51	18,42	-10,25	46,7	-46,7	82,63	-82,63	-0,0032	-64
70	26,16	-10,51	18,98	-10,29	48,66	-48,66	85,49	-85,49	-0,0032	-64
80	26,88	-10,5	19,47	-10,33	50,29	-50,29	88	-88,00	-0,0032	-64
90	27,52	-10,5	19,9	-10,36	51,65	-51,65	90,22	-90,22	-0,0032	-64
100	28,1	-10,5	20,29	-10,39	52,79	-52,79	92,21	-92,21	-0,0032	-64
Sonsuz	45,31	-10,47	30,85	-10,35	168,62	-168,6	148,51	-148,5	-0,0032	-64

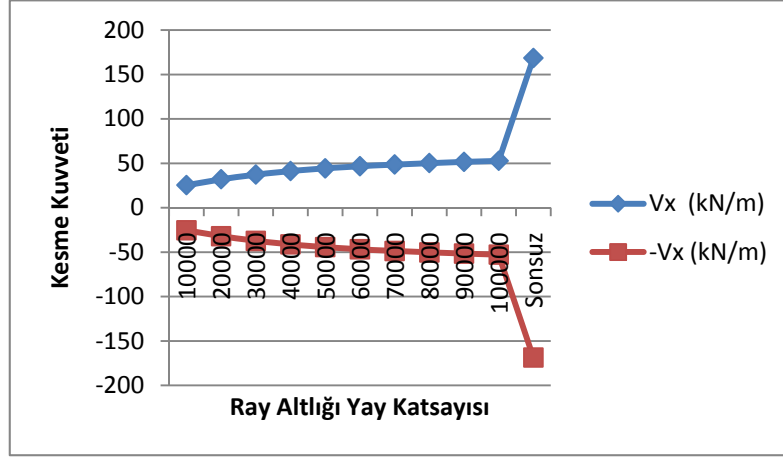
Çizelge 6.9’ da görülmekte olan verilerden hareketle A yüklemesi altında kesit tesirlerinde meydana gelen değişimlerin grafik gösterimi ise Şekil 6.15 de verilmiştir.



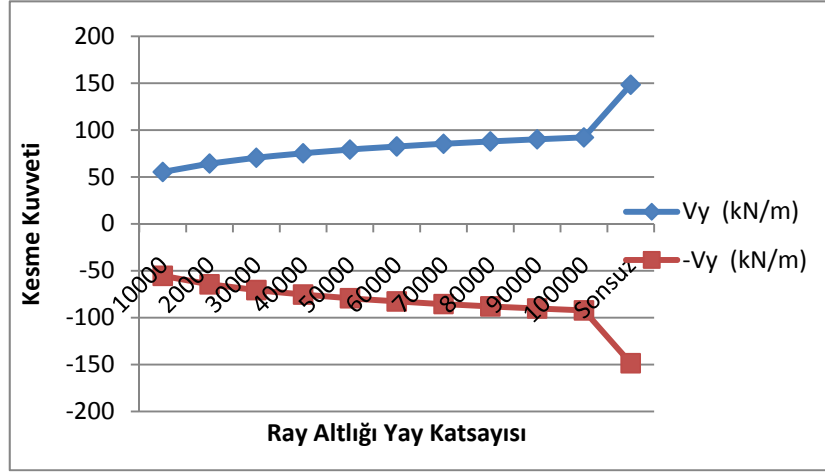
a) A yüklemesi altında M_x momentinin yay katsayısına göre değişim grafiği.



b) A yüklemesi altında M_y momentinin yay katsayısına göre değişim grafiği.



c) A yüklemesi altında V_x kuvvetinin yay katsayısına göre değişim grafiği



d) A yüklemesi altında V_y kuvvetinin yay katsayısına göre değişim grafiği

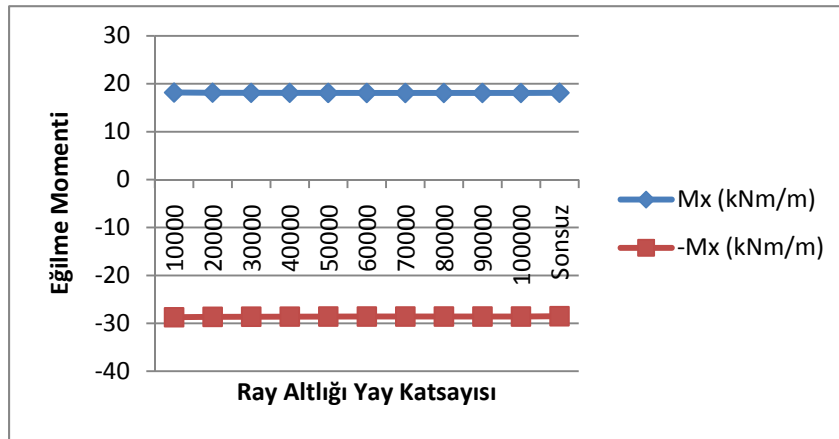
Şekil 6.15 : A yüklemesi altında yay katsayısının artışıyla kesit zorlarında meydana gelen değişim grafikleri.

Sonuç: A yüklemesi altında yay katsayısında meydana gelen orantısız artış moment ve kesme kuvveti değerlerinin artmasına sebebiyet vermektedir. Elastikiyetin olmadığı durumda oluşan M_x , M_y momentleri ve V_y kesme kuvveti en büyük yay katsayısının bulunduğu durumdaki aynı moment ve kuvvetlerden yaklaşık 1,6 kat daha büyük iken aynı fark V_x değerinde 3,2 kata kadar çıkmaktadır. Farklı yay katsayıları altında plakta oluşan moment ve kesme kuvveti dağılımlarına örnekler ekler bölümünde Ek B' de verilmiştir.

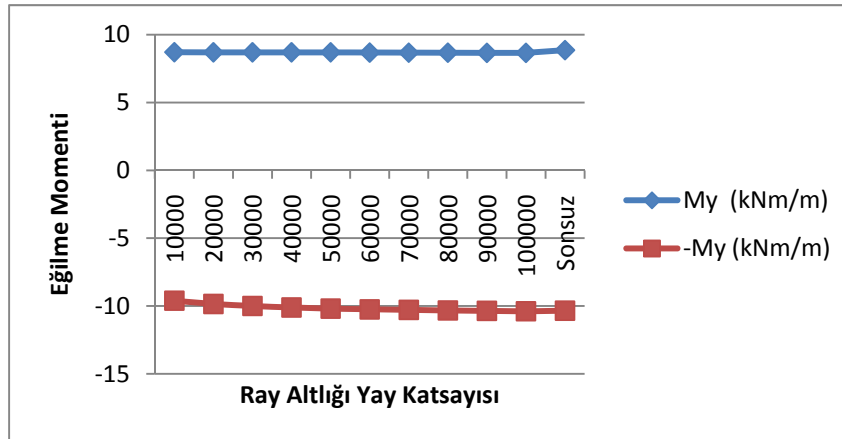
Çizelge 6.10 : B yüklemesi altında elastik altlığın yay katsayısına göre parametrik çözüm sonucu elde edilen sonuçlar.

Yay Kats.	M _x	-M _x	M _y	-M _y	V _x	-V _x	V _y	-V _y	U	Zem. Ger.
kN/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	m	kN/m ²
10000	18,18	-28,73	8,71	-9,87	25,44	-25,53	40,01	-40,01	-0,0031	-62
20000	18,14	-28,64	8,7	-9,82	27,05	-27,15	38,82	-38,82	-0,0031	-62
30000	18,12	-28,61	8,7	-9,8	27,95	-28,05	38,15	-38,15	-0,0031	-62
40000	18,11	-28,6	8,7	-9,79	28,57	-28,62	37,68	-37,68	-0,0031	-62
50000	18,1	-28,59	8,7	-9,78	29,03	-29,03	37,33	-37,33	-0,0031	-62
60000	18,09	-28,59	8,68	-9,77	29,41	-29,5	37,05	-37,05	-0,0031	-62
70000	18,09	-28,58	8,67	-9,77	29,71	-29,8	36,83	-36,83	-0,0031	-62
80000	18,09	-28,58	8,67	-9,76	29,97	-30,06	36,64	-36,64	-0,0031	-62
90000	18,09	-28,58	8,66	-9,76	30,19	-30,29	36,47	-36,47	-0,0031	-62
100000	18,08	-28,58	8,66	-9,56	30,39	-30,48	36,33	-36,33	-0,0031	-62
Sonsuz	18,13	-28,52	8,86	-9,38	34,34	-34,44	35,35	-35,35	-0,0031	-62

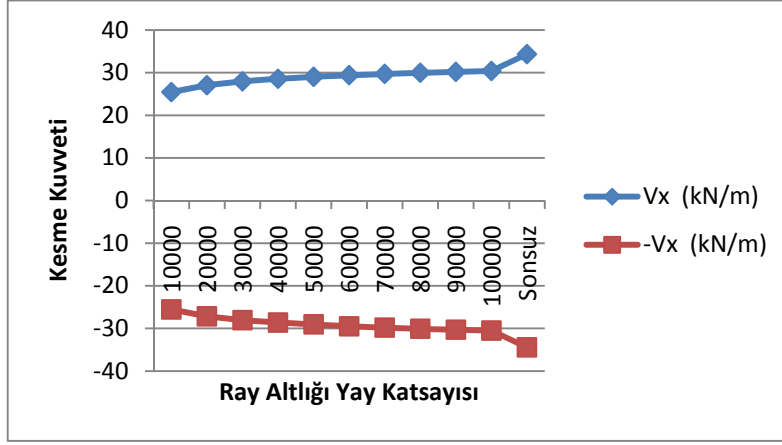
Çizelge 6.10’da görülmekte olan verilerden hareketle B yüklemesi altında kesit tesirlerinde meydana gelen değişimlerin grafik gösterimi ise Şekil 6.16 da verilmiştir.



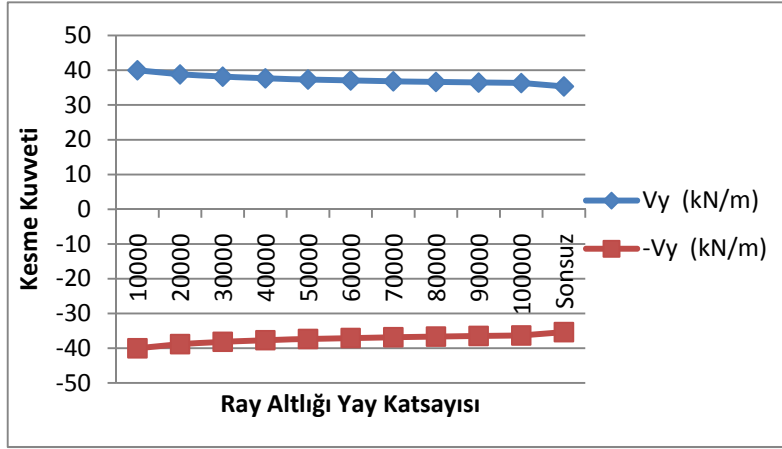
a) B yüklemesi altında M_x momentinin yay katsayısına göre değişim grafiği.



b) B yüklemesi altında M_y momentinin yay katsayısına göre değişim grafiği.



c) B yüklemesi altında V_x kuvvetinin yay katsayısına göre değişim grafiği.



d) B yüklemesi altında V_y kuvvetinin yay katsayısına göre değişim grafiği.

Şekil 6.16 : B yüklemesi altında yay katsayısının artışıyla kesit zorlarında meydana gelen değişim grafikleri.

Sonuç: B yüklemesi altında yay katsayısında meydana gelen orantısız artış M_x ve M_y momentlerinde önemli bir değişim meydana getirmediği halde bu durum V_x kesme kuvvetinin değerinde artışa V_y nin değerinde ise azalmaya sebep olmaktadır. Farklı yay katsayıları altında plakta oluşan moment ve kesme kuvveti dağılımlarına örnekler ekler bölümünde Ek B' de verilmiştir.

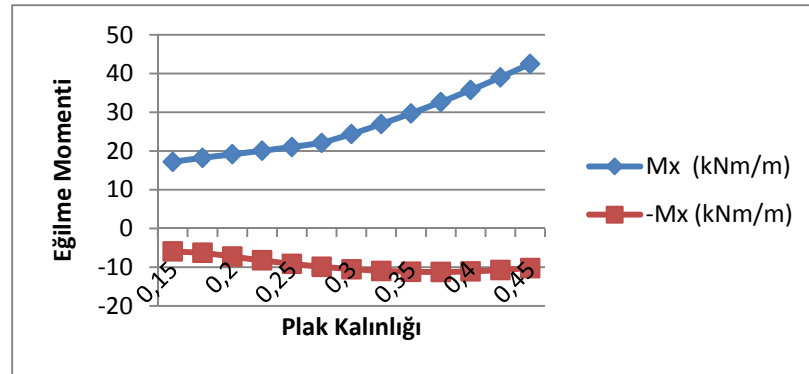
6.4.4 Beton Plâgın Farklı Kalınlık Değerleri İçin Parametrik Çözüm

Bu bölümde plak kalınlığı 0,15 metreden 0,45 metreye kadar 0,025 er metre artırılmak suretiyle analizler yapılacak ve kesit tesirlerinde meydana gelen değişimler tespit edilecektir. Parametrik çözüm sonucu şekil değiştirmiş plâgın görünümü daha önceki durumlarla benzeşmektedir. Plak iç yapısında oluşan moment, kesme kuvveti ve çökme değerleri Çizelge 6.11 ve 6.12' de verilmiştir.

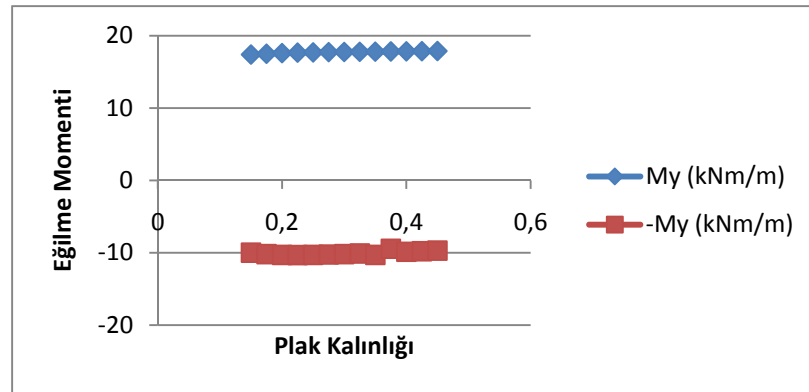
Çizelge 6.11 : A yüklemesi altında plak kalınlığına göre parametrik çözüm sonucu elde edilen sonuçlar.

Plak Kalınlığı	M _x	-M _x	M _y	-M _y	V _x	-V _x	V _y	-V _y	U	Zem. Ger.
m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	m	Kn/m ²
0,15	17,2	-5,9	17,4	-10	39,93	-39,93	77,54	-77,54	-0,0033	-66
0,175	18,25	-6,26	17,51	-10,19	40,26	-40,26	78,33	-78,33	-0,0033	-65,94
0,2	19,18	-7,24	17,6	-10,3	40,09	-40,09	78,78	-78,78	-0,0033	-65,4
0,225	20,08	-8,2	17,66	-10,32	40,83	-40,83	79,03	-79,03	-0,0033	-65,02
0,25	21,03	-9,12	17,7	-10,3	42,03	-42,03	79,17	-79,17	-0,0033	-66
0,275	22,08	-9,89	17,74	-10,25	43,18	-43,18	79,24	-79,24	-0,0032	-64
0,3	24,38	-10,52	17,76	-10,19	44,28	-44,28	79,28	-79,28	-0,0032	-64,42
0,325	26,95	-10,96	17,78	-10,11	45,33	-45,33	79,28	-79,28	-0,0032	-64,3
0,35	29,7	-11,17	17,8	-10,3	46,34	-46,34	79,27	-79,27	-0,0031	-62
0,375	32,63	-11,21	17,83	-9,45	47,3	-47,3	79,26	-79,26	-0,0031	-62
0,4	35,74	-11,06	17,85	-9,87	48,23	-48,23	79,28	-79,28	-0,0031	-62
0,425	39	-10,7	17,87	-9,79	49,13	-49,13	79,28	-79,28	-0,0031	-62
0,45	42,49	-10,22	17,89	-9,7	50,02	-50,02	79,28	-79,28	-0,0030	-60

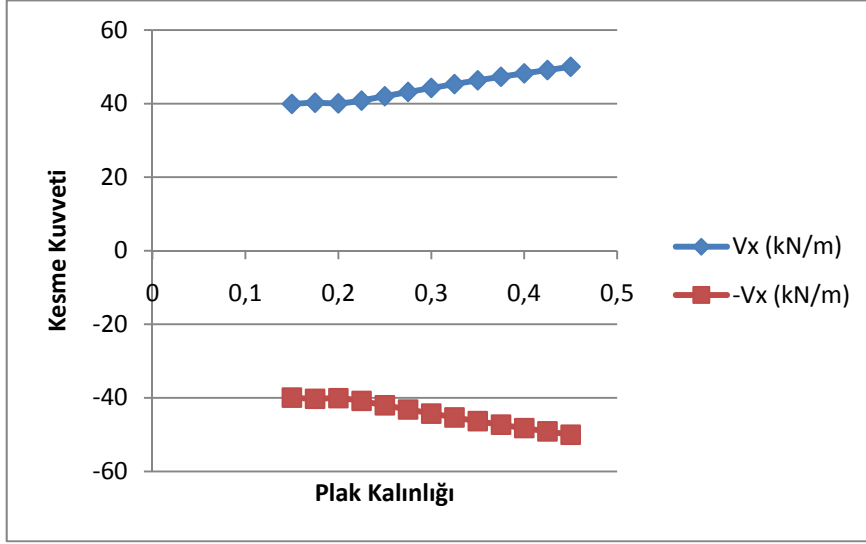
Çizelge 6.11’ de görülmekte olan verilerden hareketle A yüklemesi altında kesit tesirlerinde meydana gelen değişimlerin grafik gösterimi ise Şekil 6.17 de verilmiştir.



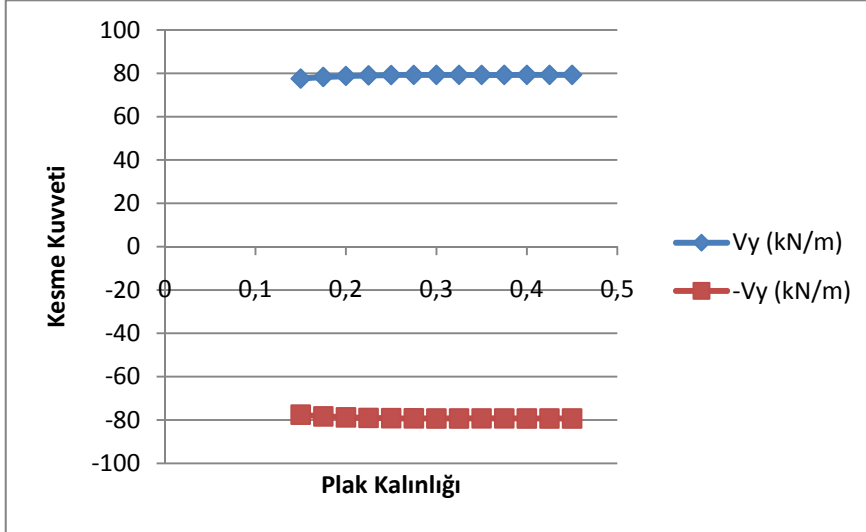
a) A yüklemesi altında M_x momentinin plak kalınlığına göre değişim grafiği.



b) A yüklemesi altında M_y momentinin plak kalınlığına göre değişim grafiği.



c) A yüklemesi altında V_x kuvvetinin plak kalınlığına göre değişim grafiği.



d) A yüklemesi altında V_y kuvvetinin plak kalınlığına göre değişim grafiği.

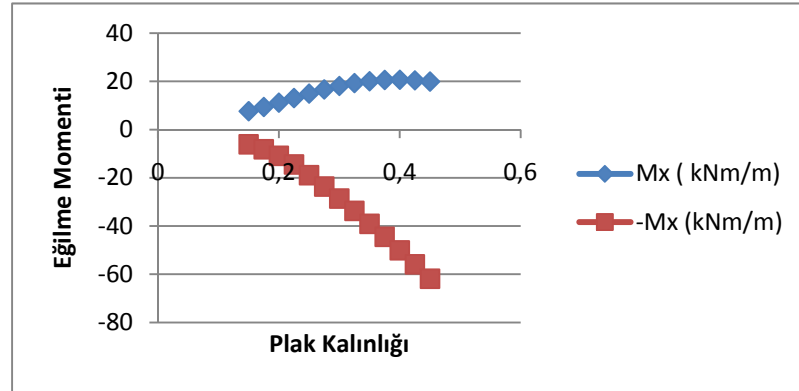
Şekil 6.17 : A yüklemesi altında plak kalınlığının artışıyla kesit zorlarında meydana gelen değişim grafikleri.

Sonuç: Plak kalınlığının üç kat artması M_x momentinin değerini yaklaşık 2,5 kat artırırken M_y momentinde ciddi bir artış gözlenmemiştir. Aynı artış miktarı V_x kuvvetinin en büyük değerini yaklaşık 1,25 kat artırırken V_y kuvvetinde önemli bir artış görülmemiştir. Farklı plak kalınlıkları için plakta oluşan moment ve kesme kuvveti dağılımlarına örnekler ekler bölümünde Ek C’de verilmiştir.

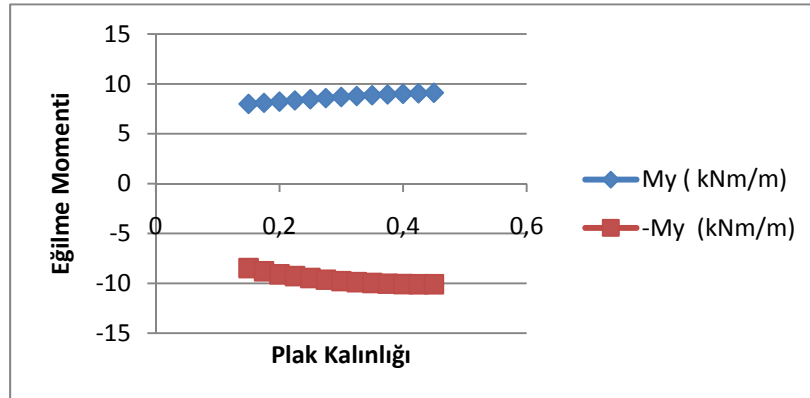
Çizelge 6.12: B yüklemesi altında plak kalınlığına göre parametrik çözüm sonucu elde edilen sonuçlar.

Plak Kalınlığı	M _x	-M _x	M _y	-M _y	V _x	-V _x	V _y	-V _y	U _{min}	Zem. Ger.
m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	m	Kn/m ²
0,15	7,6	-6,1	7,99	-8,47	15,75	-15,75	36,1	-36,1	-0,0029	-58
0,175	9,37	-8,16	8,1	-8,8	17,93	-17,93	36,48	-36,48	-0,0029	-58
0,2	11,17	-10,88	8,22	-9,1	20,15	-20,15	36,74	-36,74	-0,0029	-58
0,225	13,09	-14,46	8,34	-9,28	22,42	-22,42	36,94	-36,94	-0,0030	-60
0,25	14,92	-18,9	8,46	-9,47	24,68	-24,71	37,1	-37,1	-0,0030	-60
0,275	16,65	-23,63	8,58	-9,64	26,9	-26,96	37,23	-37,23	-0,0030	-60
0,3	18,1	-28,59	8,69	-9,78	29,03	-29,13	37,33	-37,33	-0,0031	-62
0,325	19,3	-33,72	8,79	-9,89	31,06	-31,2	37,41	-37,41	-0,0032	-64,3
0,35	20,08	-39,1	8,87	-9,97	32,97	-33,15	37,46	-37,46	-0,0032	-64
0,375	20,59	-44,46	8,94	-10,04	34,76	-34,99	37,51	-37,51	-0,0032	-64
0,4	20,69	-50,07	9,01	-10,08	36,45	-36,73	37,54	-37,54	-0,0033	-66
0,425	20,44	-55,87	9,06	-10,1	38,06	-38,38	37,55	-37,55	-0,0033	-66
0,45	19,94	-61,87	9,11	-10,1	39,6	-39,6	37,55	-37,55	-0,0033	-66

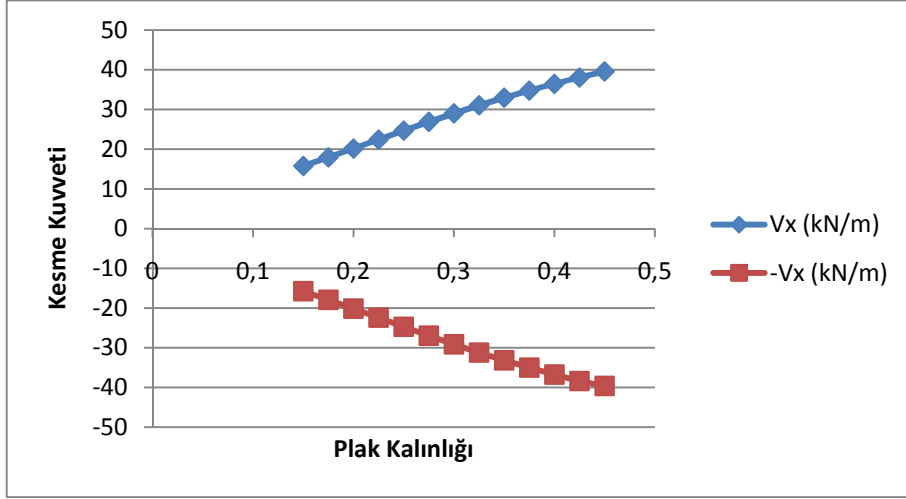
Çizelge 6.11’ de görülmekte olan verilerden hareketle B yüklemesi altında kesit tesirlerinde meydana gelen değişimlerin grafik gösterimleri Şekil 6.18 de verilmiştir.



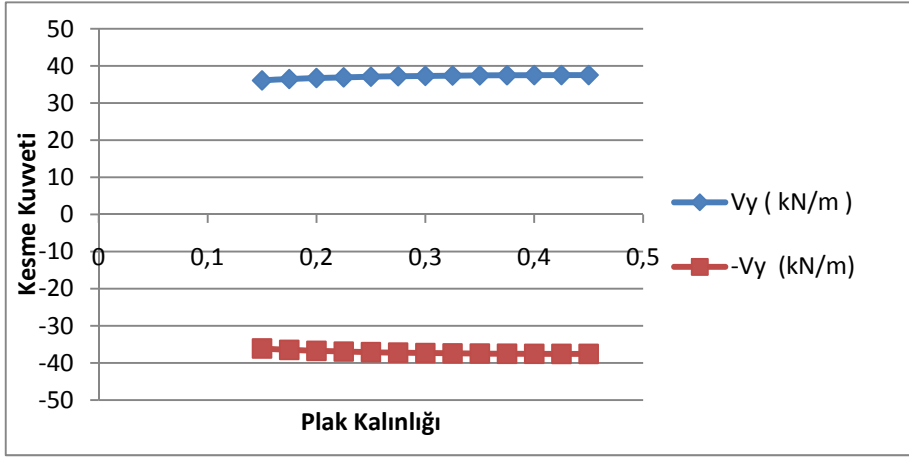
a) B yüklemesi altında M_x momentinin plak kalınlığına göre değişim grafiği.



b) B yüklemesi altında M_y momentinin plak kalınlığına göre değişim grafiği.



c) B yüklemesi altında V_x kuvvetinin plak kalınlığına göre değişim grafiği.



d) B yüklemesi altında V_y kuvvetinin plak kalınlığına göre değişim grafiği.

Şekil 6.18 : B yüklemesi altında plak kalınlığının artışıyla kesit zorlarında meydana gelen değişim grafikleri

Sonuç: Plak kalınlığının üç kat artması M_x momentini yaklaşık 3 kat artırırken $-M_x$ momentini 10 kat azaltmıştır. M_y momentinde ciddi bir artış gözlenmemiştir. Aynı artış miktarıyla V_x kuvveti yaklaşık 2,5 kat artarken V_y kuvvetinde önemli bir artış görülmemiştir. Farklı plak kalınlıkları için plakta oluşan moment ve kesme kuvveti dağılımlarına örnekler ekler bölümünde Ek C' de verilmiştir.

7. SONUÇLAR

Dört adet tekerlek yükü altındaki bir balastlı demiryolu üstyapısı SAP2000 programı ile modellenmiş olup elde edilen çökme değerleri ve momentler Zimmermann hesap yöntemi ile elde edilen değerlerle karşılaştırılmış, sonuçların yakın olduğu görülmüştür.

Orta noktasına tekil yükün etkidiği, dört tarafından ankastre mesnetli, basit bir betonarme plağın bazı noktalarında meydana gelen çökme ve dönme değerleri SAP2000 programı ile belirlenmiş, yazılım kullanmadan yapılan çözüm sonucu elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmış ve sonuçların yakın olduğu görülmüştür.

A yüklemesi altında yatak katsayısına göre yapılan parametrik çözüm sonucunda yatak katsayısının 50 kat artmasıyla en büyük M_x momenti değerinde % 85 lik, en büyük V_x kuvvetinde ise % 30 luk bir azalma meydana geldiği görülmüştür. Diğer değerlerde önemli bir değişim olmamıştır. B yüklemesi altında yatak katsayısının 50 kat artmasıyla, en büyük M_x momenti 4 kattan fazla artarken, en büyük $-M_x$ momenti % 92 oranında azalmıştır. En büyük V_x ve $-V_x$ kuvvetleri % 60 oranında azalırken diğer değerlerde önemli bir değişiklik olmamıştır. Her iki yükleme koşulu altında meydana gelen kesit tesirleri karşılaştırıldığında A yüklemesi altında oluşan kesit tesirlerinin B yüklemesinin oluşturduğu değerlerden daha büyük olduğu görülmüştür. Yatak katsayısına göre yapılan parametrik çözüm sonucunda yatak katsayısının artmasının genel olarak plakta oluşan kesit tesirlerinin değerlerinde azalmaya neden olduğu görülmüştür.

A yüklemesi altında elastik altlığın yay katsayısının değişimine göre yapılan parametrik çözüm sonucunda yay katsayısında meydana gelen 10 katlık artışın en büyük M_x ve M_y momentlerini 1,6 kat artırdığı, en büyük V_x ve V_y kuvvetlerini ise 2'şer kat artırdığı tespit edilmiştir. Aynı yükleme altında elastik altlığın en büyük yay katsayısına sahip olduğu durumu ile yay katsayısı olmayan durumların karşılaştırılması halinde ise en büyük M_x ve M_y momentlerinin 1,5 kat daha fazla olduğu, en büyük V_x değerinin 3 kat daha fazla, en büyük V_y değerinin ise 1,5 kat daha fazla olduğu görülmektedir. B yüklemesi altında elastik altlığın yay katsayısında meydana gelen 10 kat artışla en büyük V_x kuvveti 1,2 kat artmış, en büyük V_y kuvveti % 10 azalmış, diğer değerlerde ise önemli bir değişim gerçekleşmemiştir. Aynı yükleme altında elastik altlığın en büyük yay katsayısına sahip olduğu durumu

ile yay katsayısı olmayan durumların karşılaştırılması halinde ise en büyük V_x kuvvetinin 1,1 kat arttığı diğer değerlerin ise fazla değişmediği görülmüştür.

Elastik altlığın yay katsayısının değişimine göre yapılan parametrik çözüm sonucunda yay katsayısının artmasının plak kesit tesirlerinin değerlerinde artış meydana gelmesine neden olduğu gözlenmiştir.

A yüklemesi altında plak kalınlığına göre yapılan parametrik çözüm neticesinde plak kalınlığında meydana gelen 3 kat artışla en büyük M_x değeri 2,5 kat, en büyük $-M_x$ değeri 1,7 kat, en büyük V_x ve $-V_x$ değerleri ise 1,5 kat artmış diğer değerlerde is önemli bir değişim olmamıştır. B yüklemesi altında plak kalınlığında meydana gelen 3 kat artışla en büyük M_x değeri 2,6 kat $-M_x$ değeri 10 kat en büyük V_x ve $-V_x$ değerleri ise 2,5' ar kat artmaktadır. Diğer değerlerde ise önemli bir değişim olmamıştır.

Plak kalınlığı için yapılan parametrik çözüm sonucunda plak kalınlığının arttırılmasının kesit tesirlerinin karşılanması açısından önemli bir yararının olmadığı görülmüştür. Kesit kalınlığını arttırmanın donatıda tasarrufa neden olurken beton zati ağırlığını arttıracığı da unutulmamalıdır.

Tüm parametrik çözümler bir arada değerlendirildiğinde her iki yükleme koşulu altında en elverişsiz kesit tesirlerinin A yüklemesi altında meydana geldiği görülmüştür.

Son olarak, bu çalışmanın devamı niteliğinde kurbalı kesimlerde merkezkaç kuvvet nedeniyle plaklı üstyapı çözümü modelinin kurulması ve ayrıca titreşim yükleri altında da üstyapının yapısal incelenmesinin yapılması önerilebilir.

EKLER

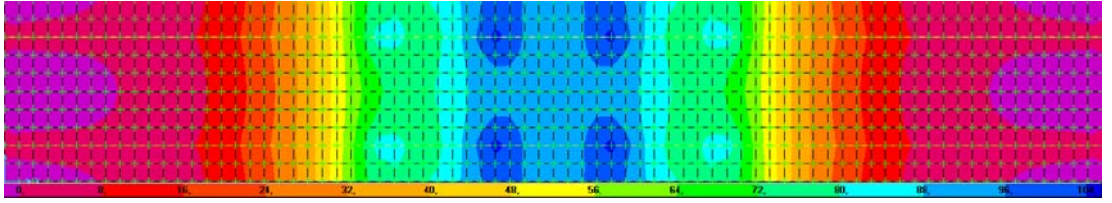
Sayfa

EK.A.....	77
EK.B.....	83
EK.C.....	89

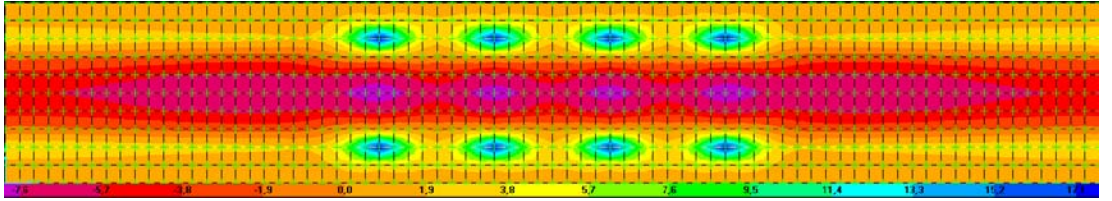
EK.A

0,3 m Kalınlığındaki Plakta, 50 MN/m Ray Altlığı Yay Sabiti Değeri İçin Yatak Katsayısına Göre Yapılan Parametrik zm Sonucu Elde Edilen Kesit Tesir Őema rnekleri

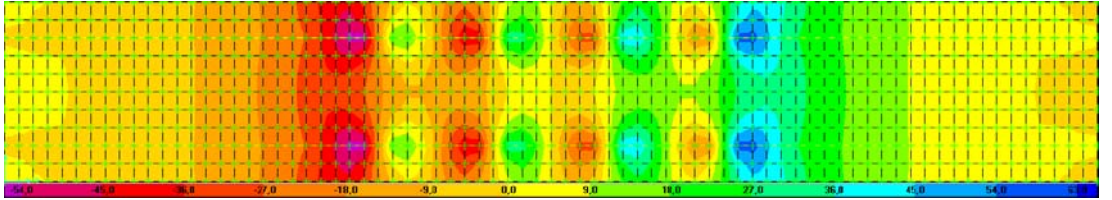
1- 1 MN/m³ Yatak Katsayısı Değeri İçin A Yüklemesi Sonucu Elde Edilen Kesit Tesir Dağılım Şemaları



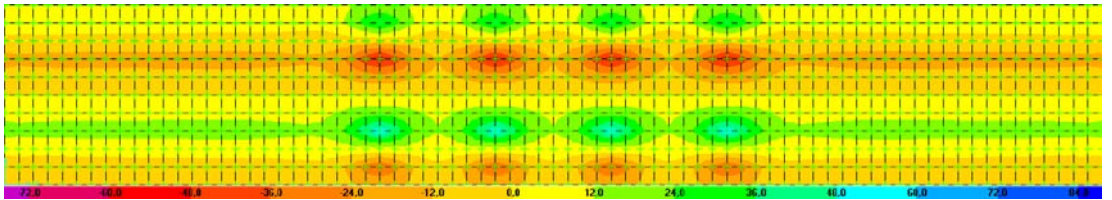
Şekil A.1: M_x Moment Değişimi



Şekil A.2: M_y Moment Değişimi

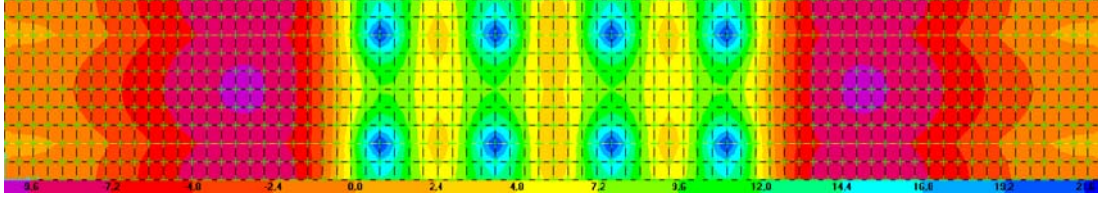


Şekil A.3: V_x Kesme Kuvveti Değişimi

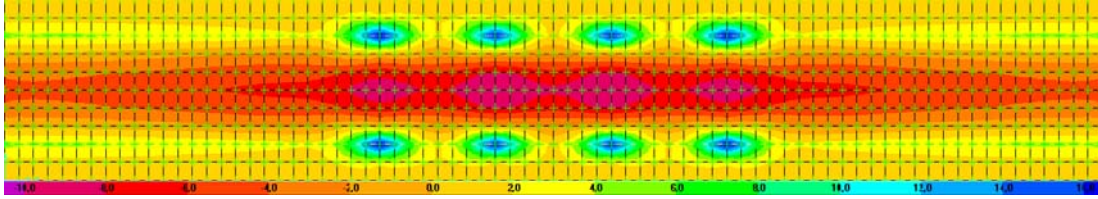


Şekil A.4: V_y Kesme Kuvveti Değişimi

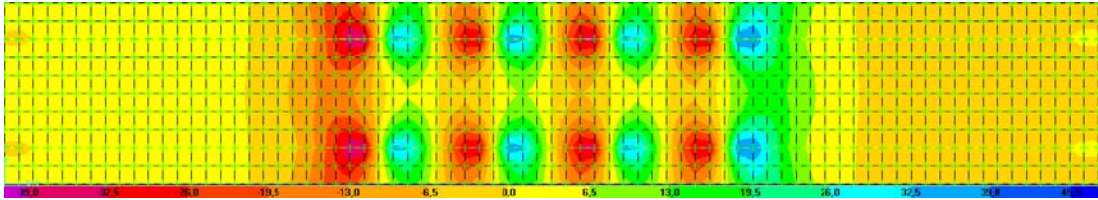
**2-25 MN/m³ Yatak Katsayısı Değeri İçin A Yüklemesi Sonucu Elde Edilen Kesit
Tesir Dağılım Şemaları**



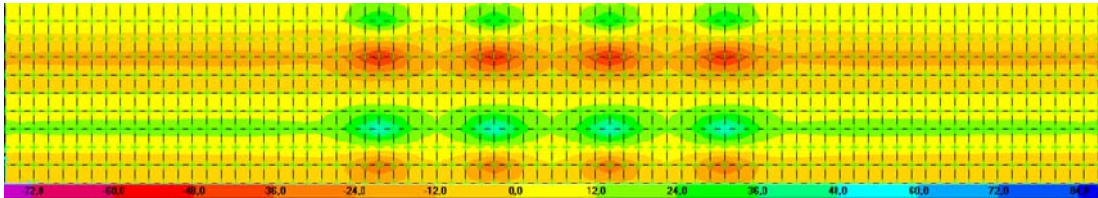
Şekil A.5: M_x Moment Değişimi



Şekil A.6: M_y Moment Değişimi

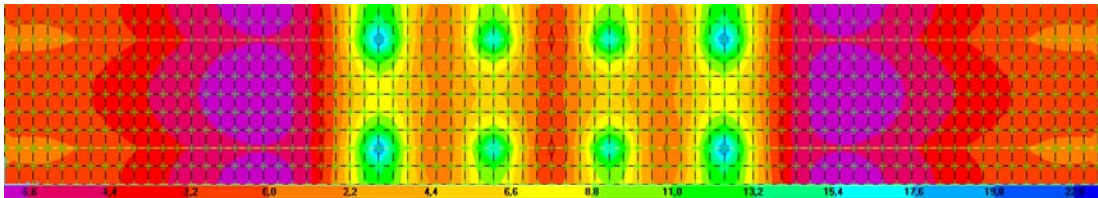


Şekil A.7: V_x Kesme Kuvveti Değişimi

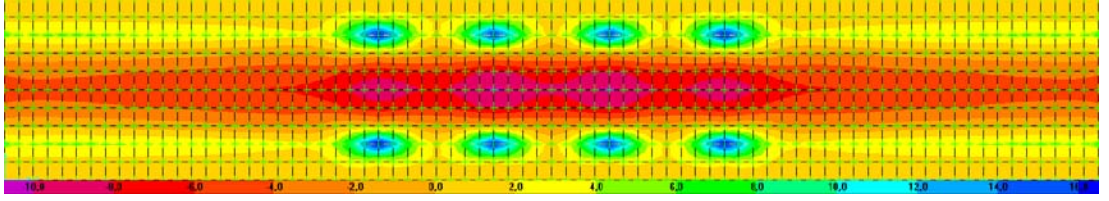


Şekil A.8: V_y Kesme Kuvveti Değişimi

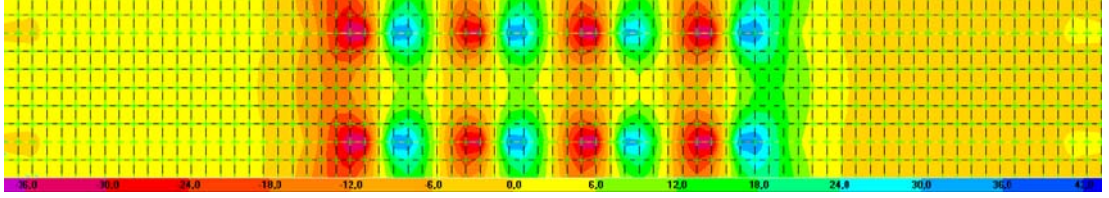
**3-50 MN/m³ Yatak Katsayısı Değeri İçin A Yüklemesi Sonucu Elde Edilen Kesit
Tesir Dağılım Şemaları**



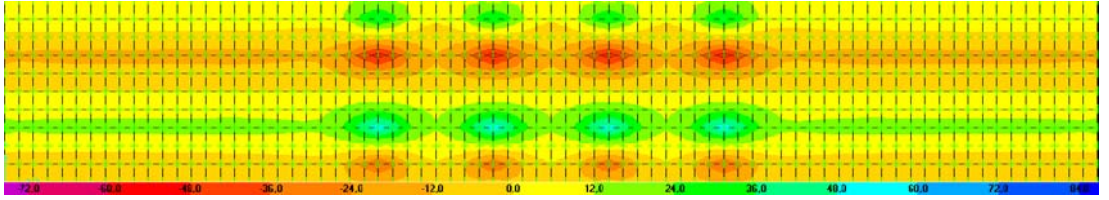
Şekil A.9: M_x Moment Değişimi



Şekil A.10: M_y Moment Değişimi

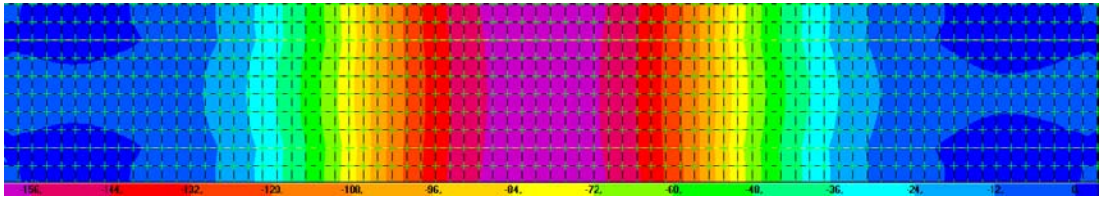


Şekil A.11: V_x Kesme Kuvveti Değişimi

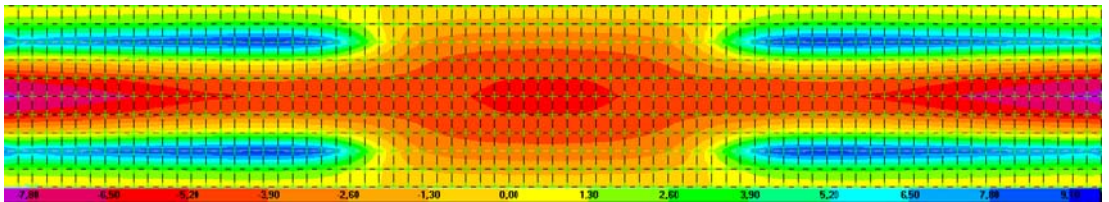


Şekil A.12: V_y Kesme Kuvveti Değişimi

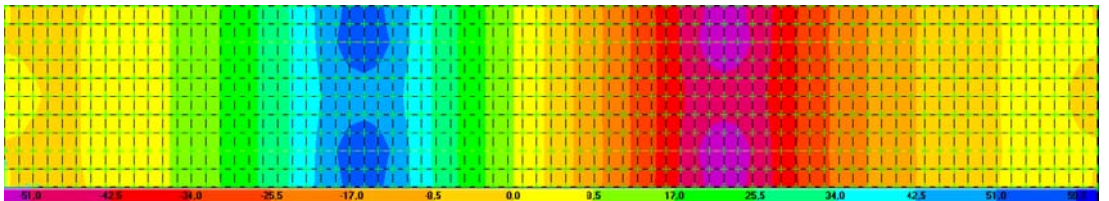
4- 1 MN/m³ Yatak Katsayısı Değeri İçin B Yüklemesi Sonucu Elde Edilen Kesit Tesir Dağılım Şemaları



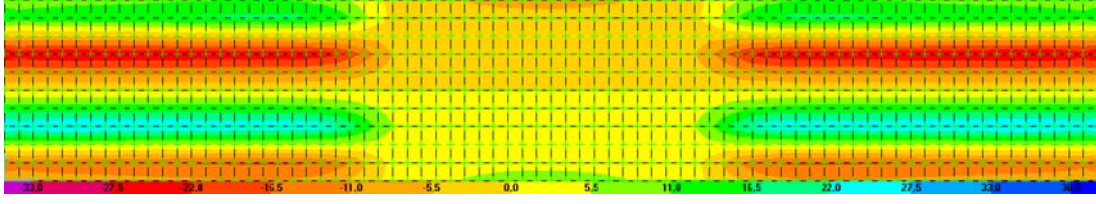
Şekil A.13: M_x Moment Değişimi



Şekil A.14: M_y Moment Değişimi

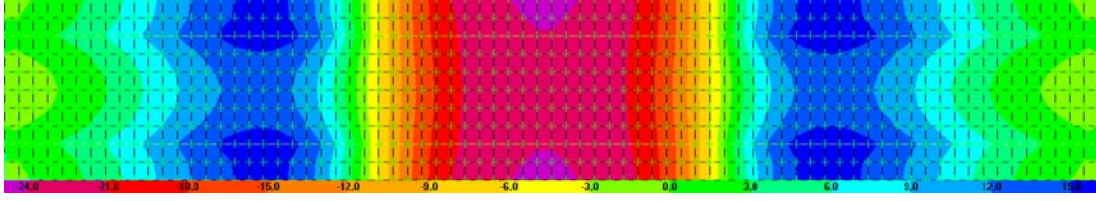


Şekil A.15: V_x Kesme Kuvveti Değişimi

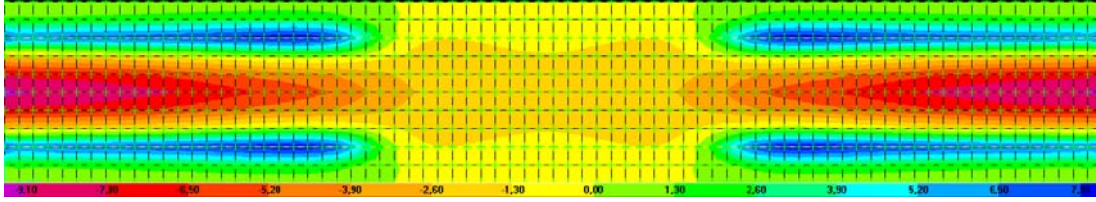


Şekil A.16: V_y Kesme Kuvveti Değişimi

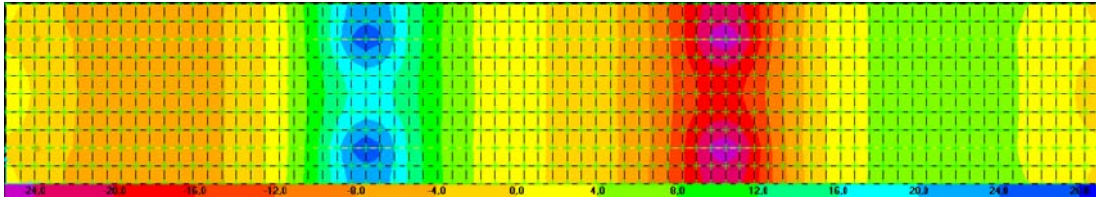
4-25 MN/m³ Yatak Katsayısı Değeri İçin B Yüklemesi Sonucu Elde Edilen Kesit
Tesir Dağılım Şemaları



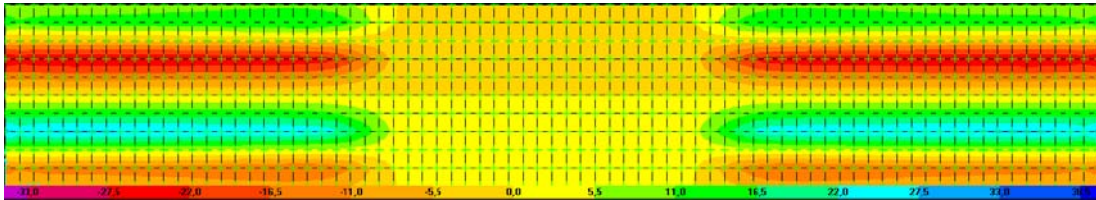
Şekil A.17: M_x Moment Değişimi



Şekil A.18: M_y Moment Değişimi

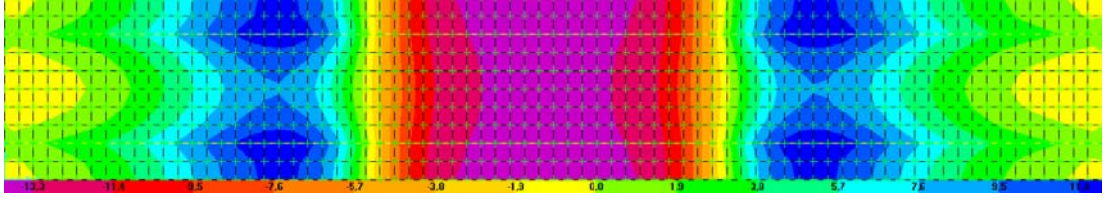


Şekil A.19: V_x Kesme Kuvveti Değişimi

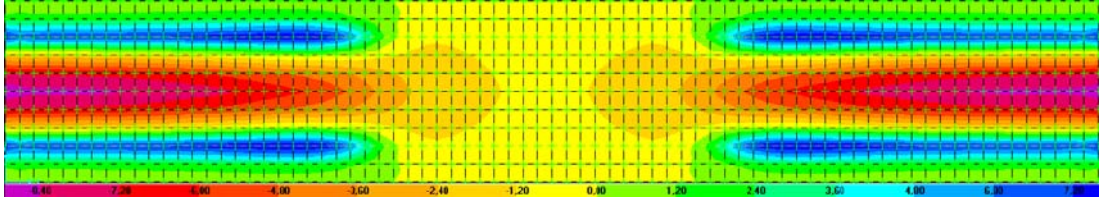


Şekil A.20: V_y Kesme Kuvveti Değişimi

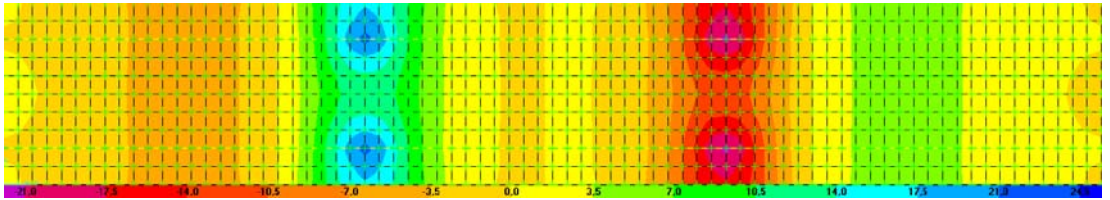
5-50 MN/m³ Yatak Katsayısı İçin B Yüklemesi Sonucu Elde Edilen Kesit Tesir Dağılım Şemaları



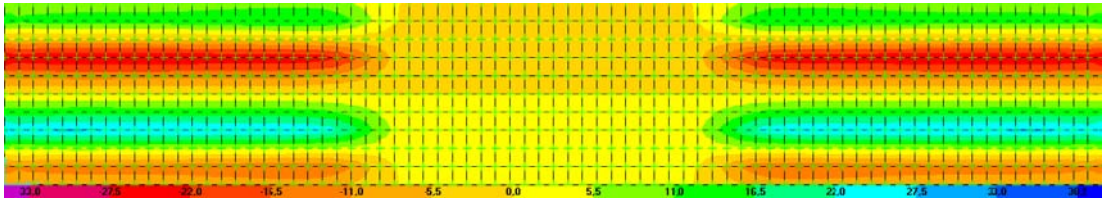
Şekil A.21: M_x Moment Değişimi



Şekil A.22: M_y Moment Değişimi



Şekil A.23: V_x Kesme Kuvveti Değişimi

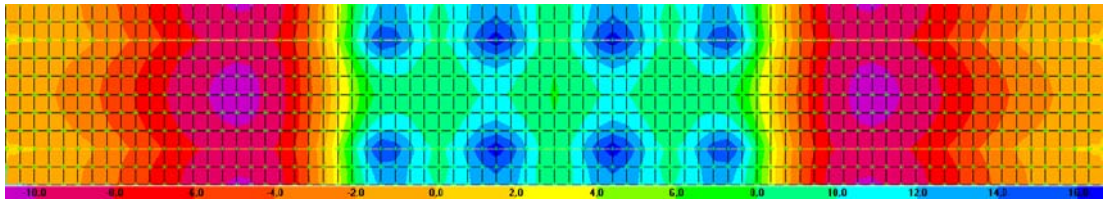


Şekil A.24: V_y Kesme Kuvveti Değişimi

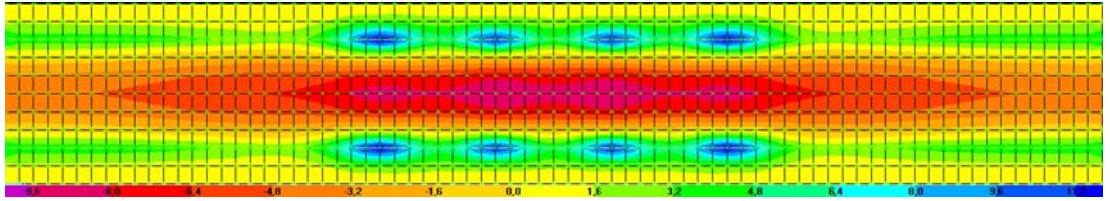
EK.B

0,3 m Kalınlığındaki Plakta 20 MN/m³ Yatak Katsayısı Değeri İçin Elastik Ray Althıının Yay Katsayısına Göre Yapılan Parametrik Czmm Sonucu Elde Edilen Kesit Tesir Dağılım Şemaları

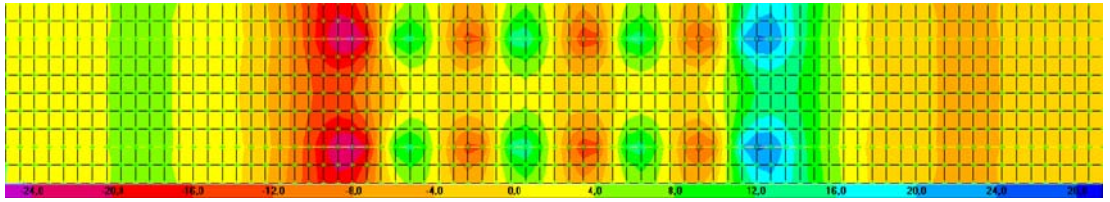
1- 10 MN/m' lik Yay Katsayısı Değeri İçin A Yüklemesi Sonucu Elde Edilen Kesit Tesir Dağılım Şemaları



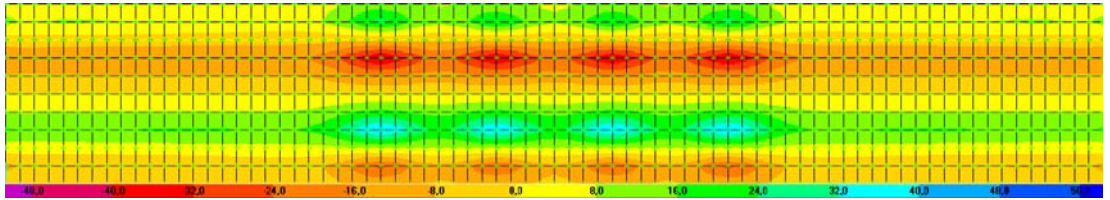
Şekil B.1: M_x Moment Değişimi



Şekil B.2: M_y Moment Değişimi

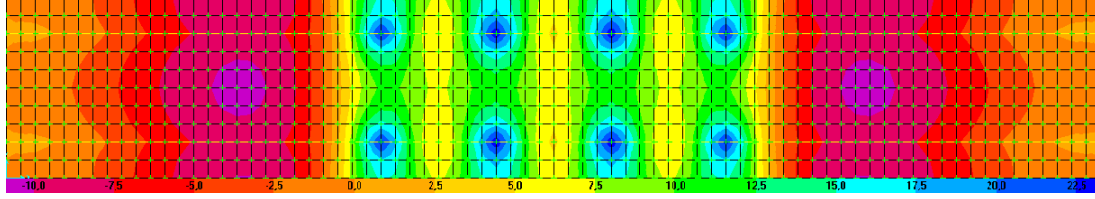


Şekil B.3: V_x Kesme Kuvveti Değişimi

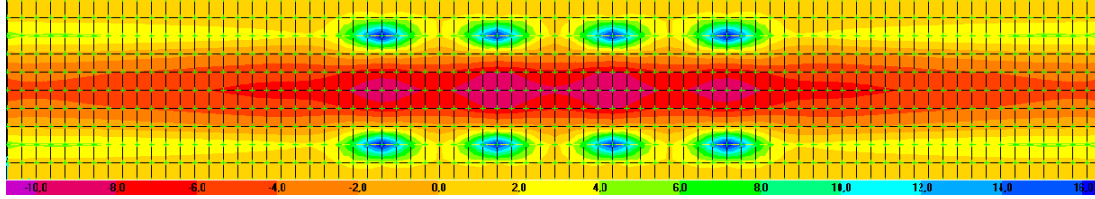


Şekil B.4: V_y Kesme Kuvveti Değişimi

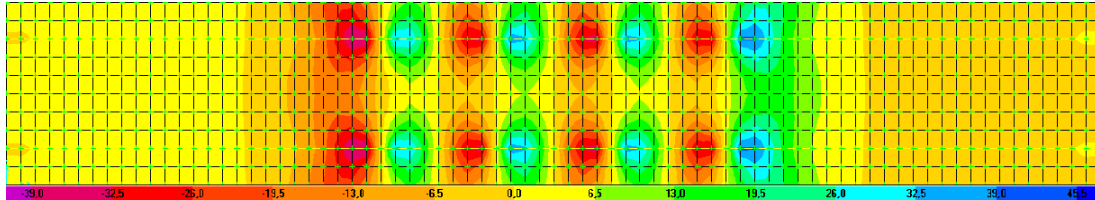
2- 50 MN/m' lik Yay Katsayısı Değeri İçin A Yüklemesi Sonucu Elde Edilen Kesit Tesir Dağılım Şemaları



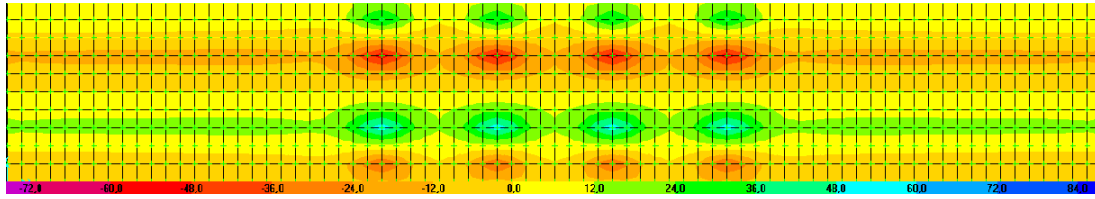
Şekil B.5: M_x Moment Değişimi



Şekil B.6: M_y Moment Değişimi

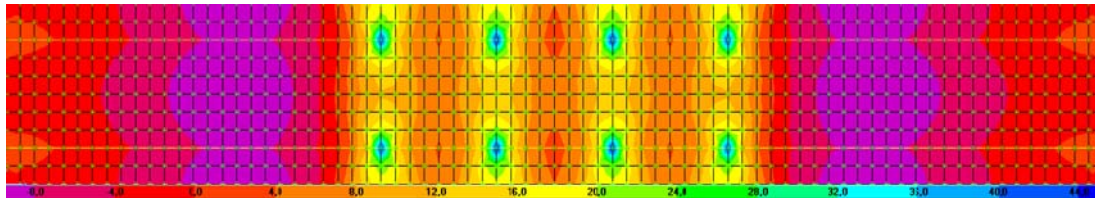


Şekil B.7: V_x Kesme Kuvveti Değişimi

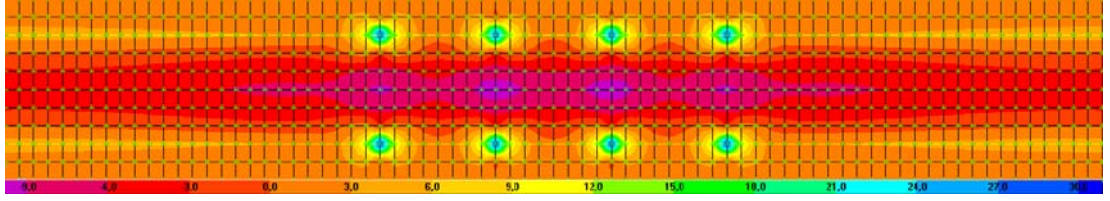


Şekil B.8: V_y Kesme Kuvveti Değişimi

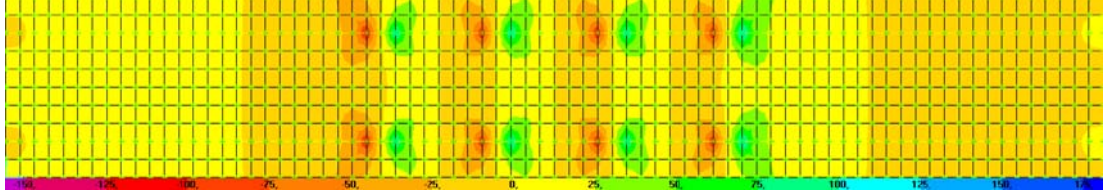
3- Sonsuz Yay Katsayısı Değeri İçin A Yüklemesi Sonucu Elde Edilen Kesit Tesir Dağılım Şemaları



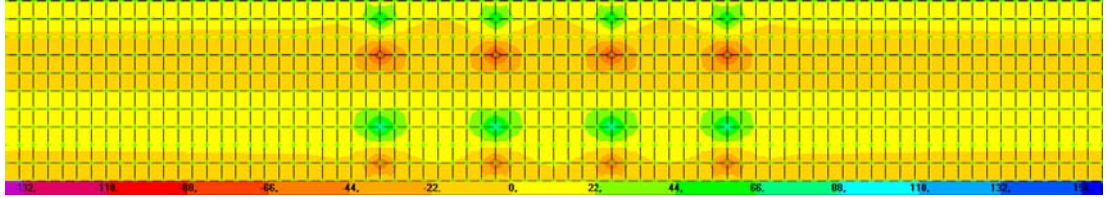
Şekil B.9: M_x Moment Değişimi



Şekil B.10: M_y Moment Değişimi

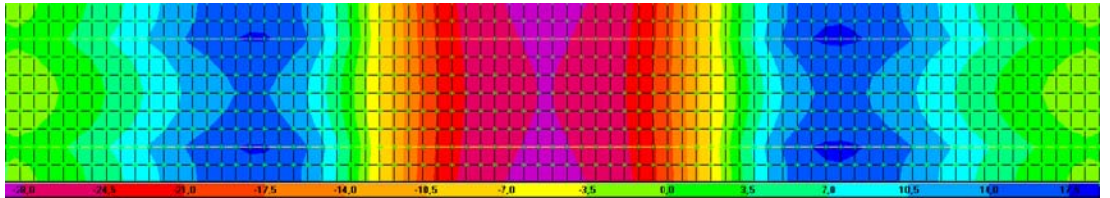


Şekil B.11: V_x Kesme Kuvveti Değişimi

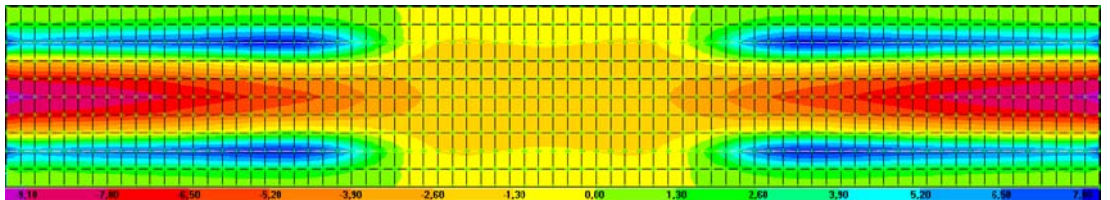


Şekil B.12: V_y Kesme Kuvveti Değişimi

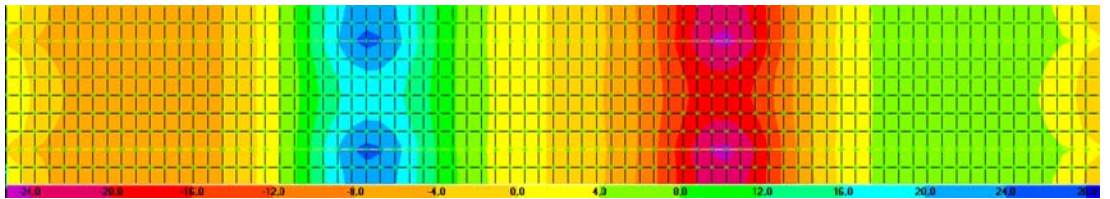
4- 10 MN/m' lik Yay Katsayısı Değeri İçin B Yüklemesi Sonucu Elde Edilen Kesit Tesir Dağılım Şemaları



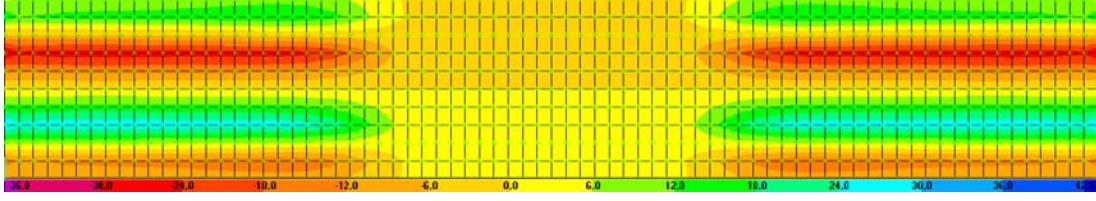
Şekil B.13: M_x Moment Değişimi



Şekil B.14: M_y Moment Değişimi

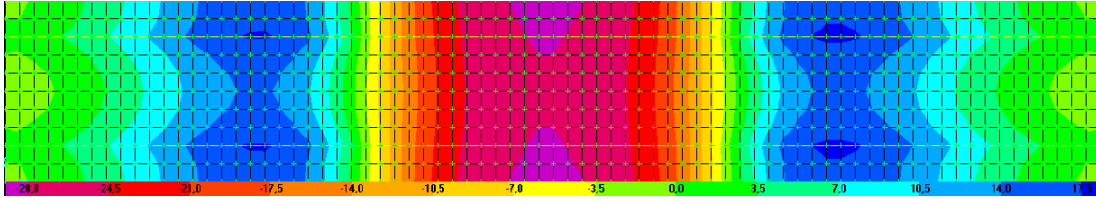


Şekil B.15: V_x Kesme Kuvveti Değişimi

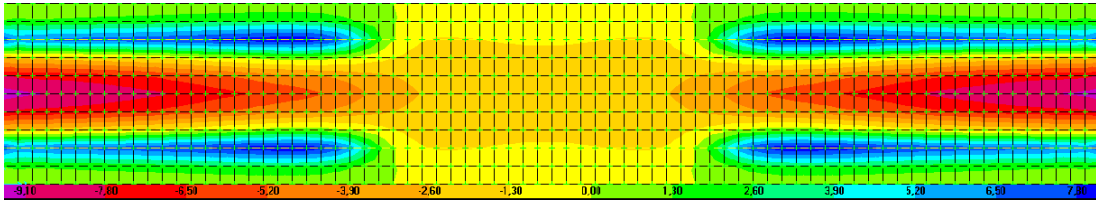


Şekil B.16: V_y Kesme Kuvveti Değişimi

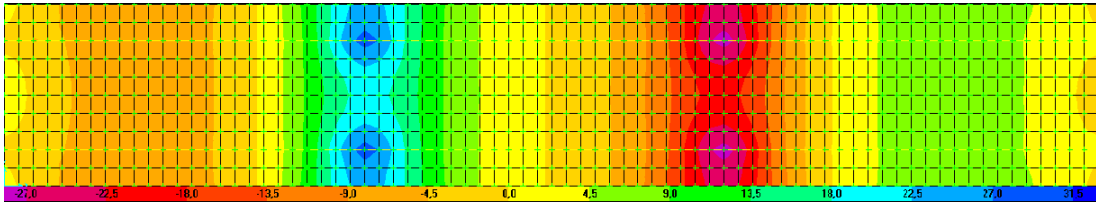
5- 50 MN/m' lik Yay Katsayısı Değeri İçin B Yüklemesi Sonucu Elde Edilen Kesit Tesir Dağılım Şemaları



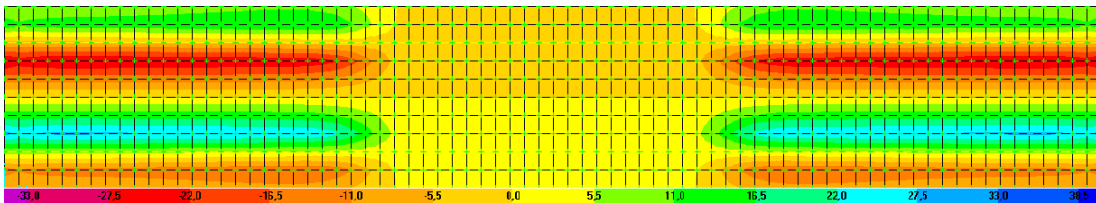
Şekil B.17: M_x Moment Değişimi



Şekil B.18: M_y Moment Değişimi

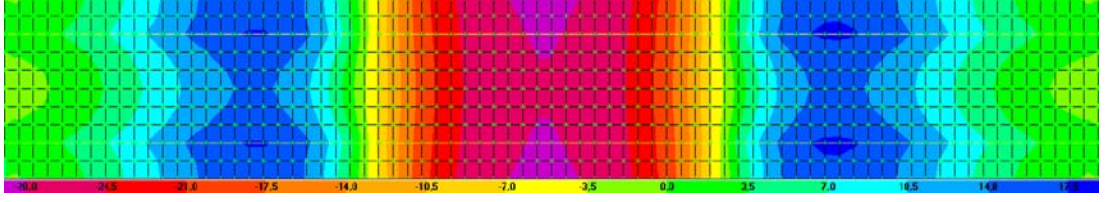


Şekil B.19: V_x Kesme Kuvveti Değişimi

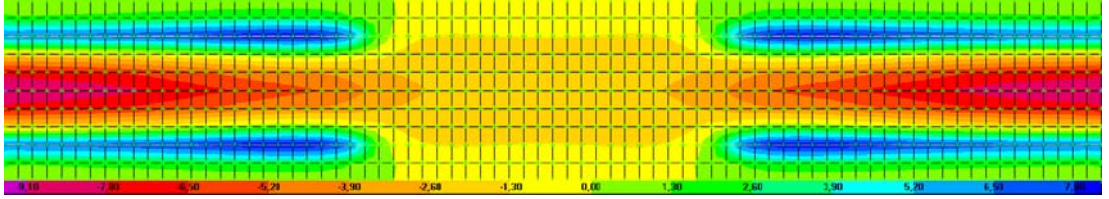


Şekil B.20: V_y Kesme Kuvveti Değişimi

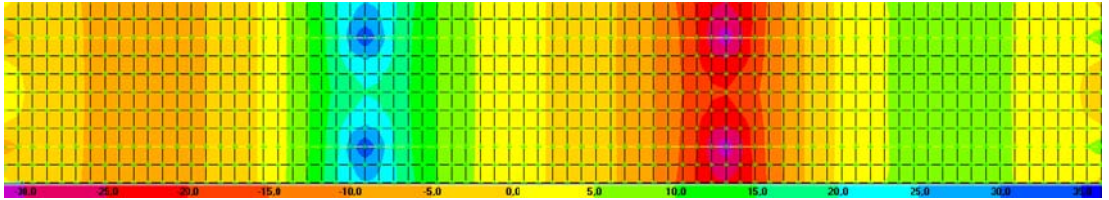
6- Sonsuz Yay Katsayısı Değeri İçin B Yüklemesi Sonucu Elde Edilen Kesit Tesir Dağılım Şemaları



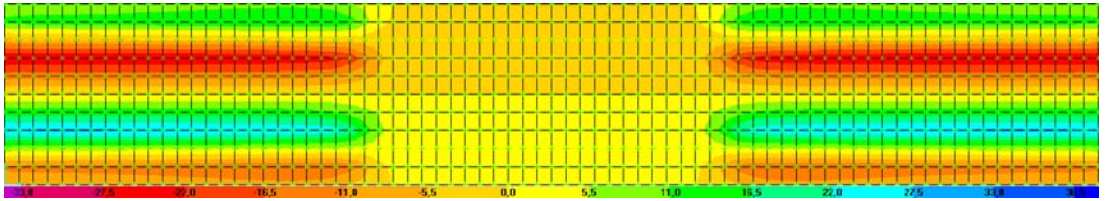
Şekil B.21: M_x Moment Değişimi



Şekil B.22: M_y Moment Değişimi



Şekil B.23: V_x Kesme Kuvveti Değişimi

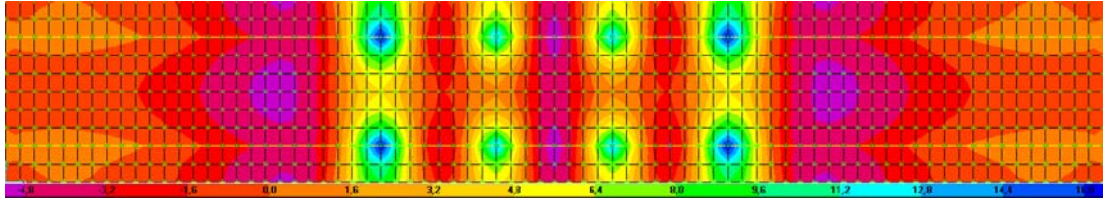


Şekil B.24: V_y Kesme Kuvveti Değişimi

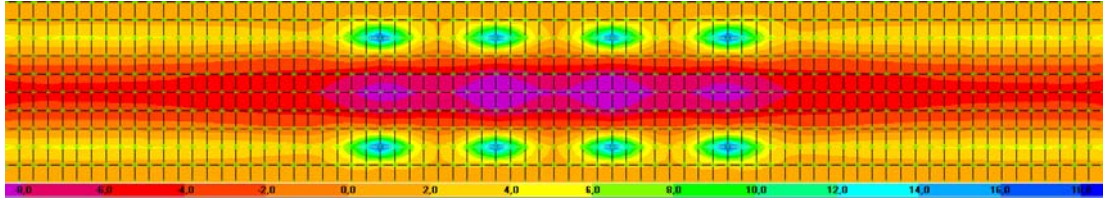
EK.C

20 MN/m³ Yatak Katsayısı ve 50 MN/m Değerindeki Ray Altlığı Yay Sabiti İçin Plak Kalınlığındaki Değişime Göre Yapılan Parametrik Çözüm Sonucu Elde Edilen Kesit Tesir Dağılım Şemaları

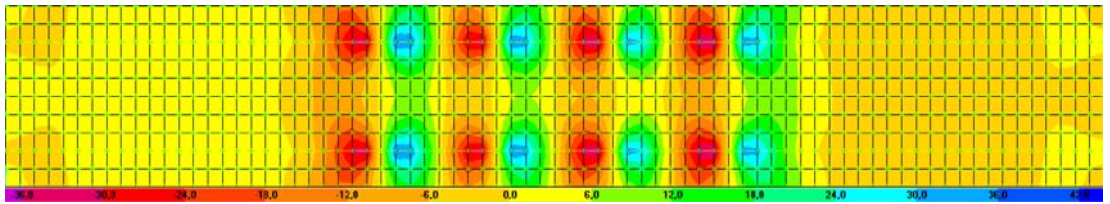
1-0,15m Plak Kalınlığı İçin A Yüklemesi Sonucu Elde Edilen Kesit Tesir Şemaları



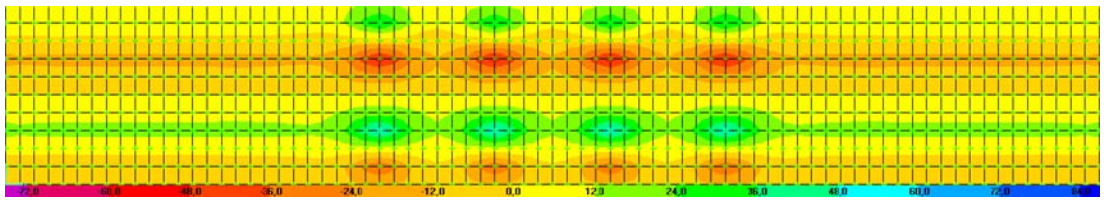
Şekil C.1: M_x Moment Değişimi



Şekil C.2: M_y Moment Değişimi

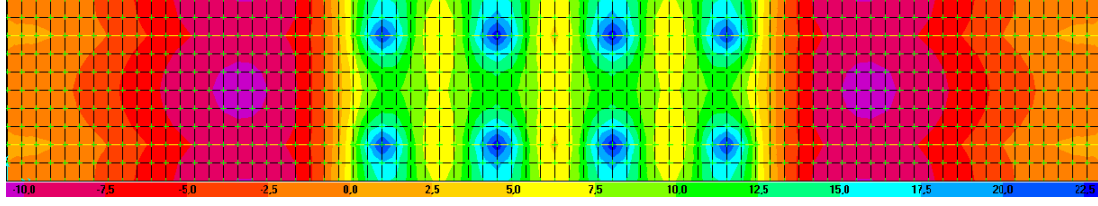


Şekil C.3: V_x Kesme Kuvveti Değişimi

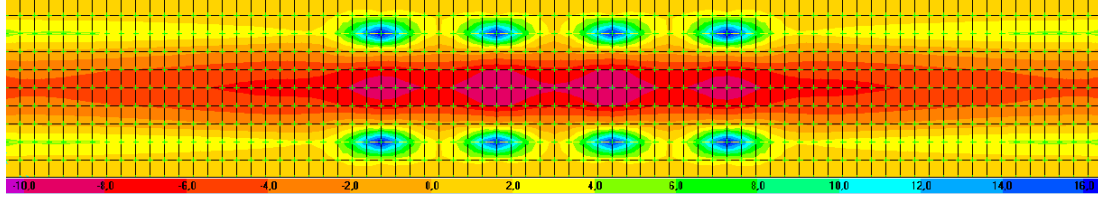


Şekil C.4: V_y Kesme Kuvveti Değişimi

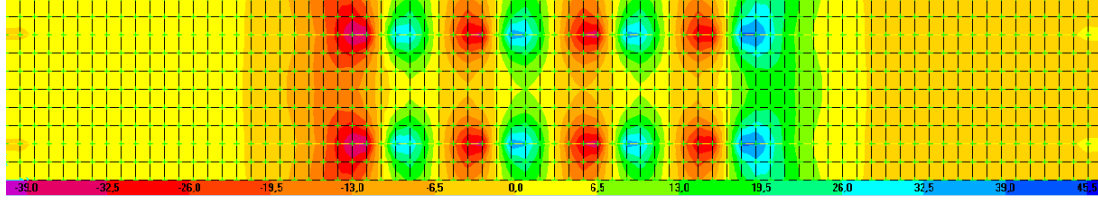
2-0,30m Plak Kalınlığı İçin A Yüklemesi Sonucu Elde Edilen Kesit Tesir Dağılım Şemaları



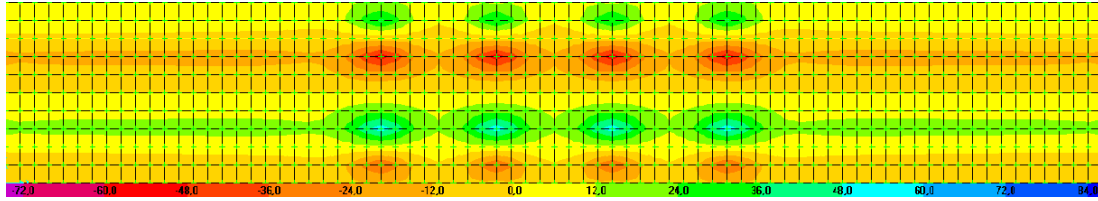
Şekil C.5: M_x Moment Değışimi



Şekil C.6: M_y Moment Değışimi

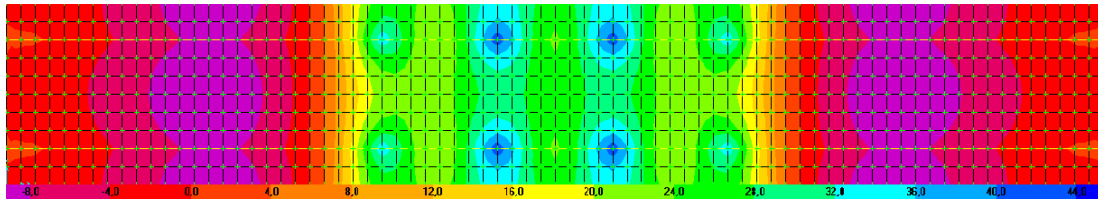


Şekil C.7: V_x Kesme Kuvveti Değışimi

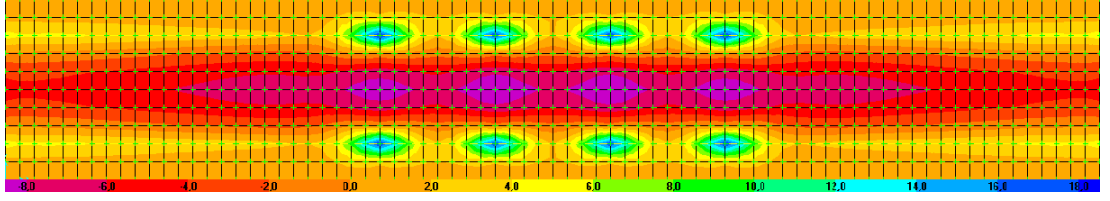


Şekil C.8: V_y Kesme Kuvveti Değışimi

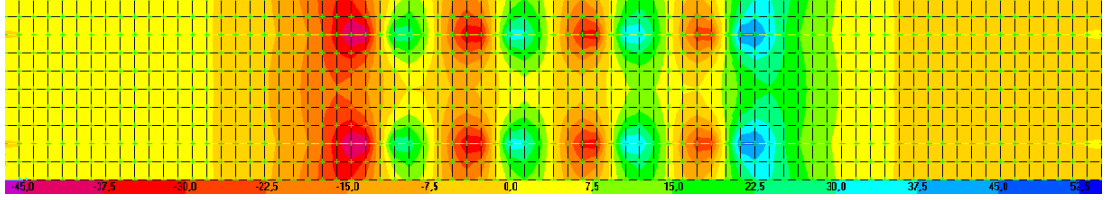
3-0,45m Plak Kalınlığı İçin A Yüklemesi Sonucu Elde Edilen Kesit Tesir Dağılım Şemaları



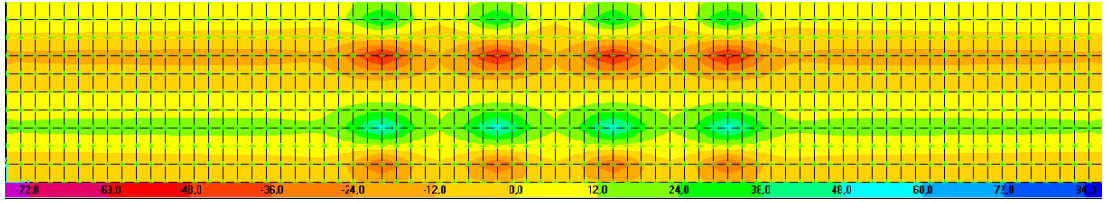
Şekil C.9: M_x Moment Değışimi



Şekil C.10: M_y Moment Değişimi

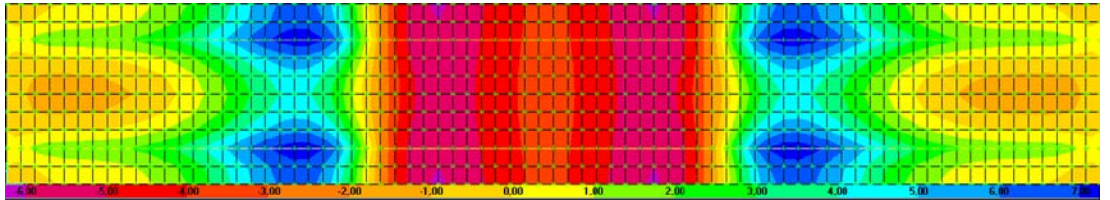


Şekil C.11: V_x Kesme Kuvveti Değişimi

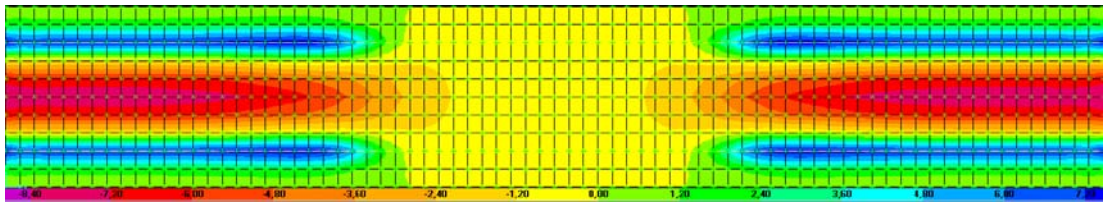


Şekil C.12: V_y Kesme Kuvveti Değişimi

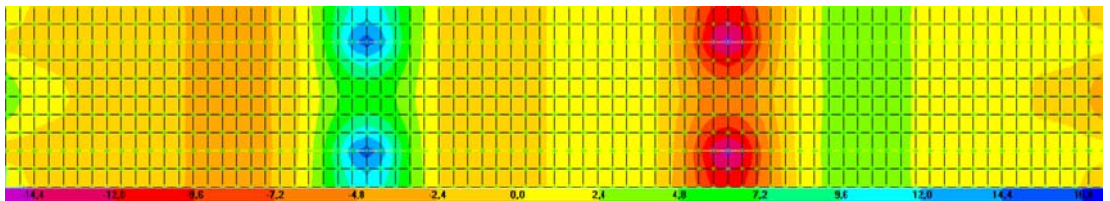
4-0,15m Plak Kalınlığı İçin B Yükleme Sonucu Elde Edilen Kesit Tesir Dağılım Şemaları



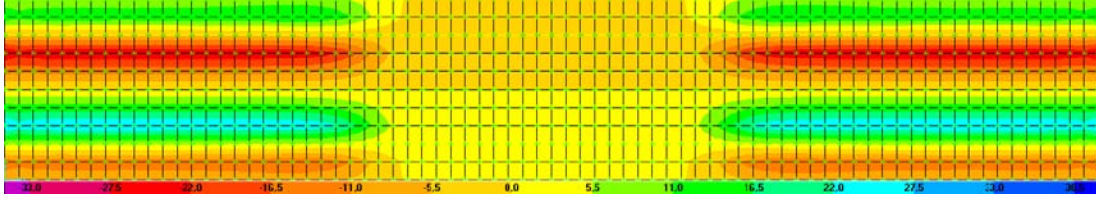
Şekil C.13: M_x Moment Değişimi



Şekil C.14: M_y Moment Değişimi

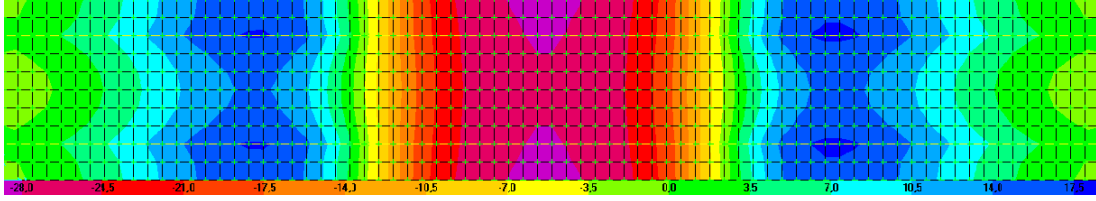


Şekil C.15: V_x Kesme Kuvveti Değişimi

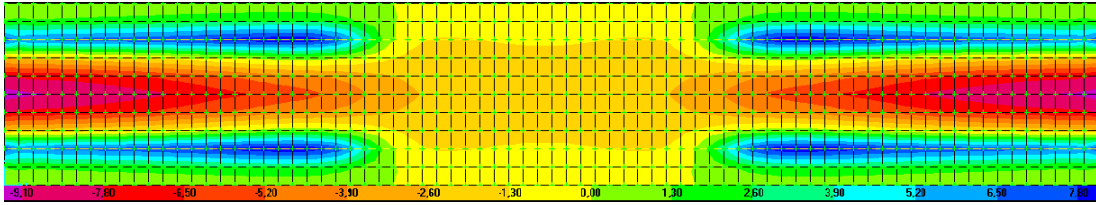


Şekil C.16: V_y Kesme Kuvveti Değişimi

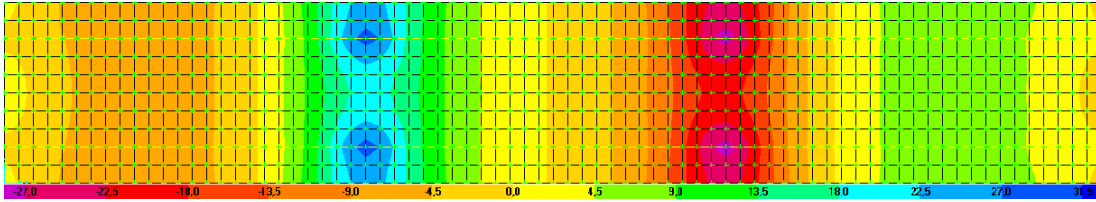
5-0,30m Plak Kalınlığı İçin B Yüklemesi Sonucu Elde Edilen Kesit Tesir Dağılım Şemaları



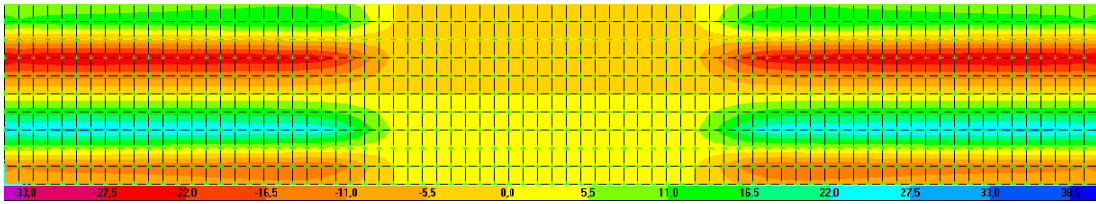
Şekil C.17: M_x Moment Değişimi



Şekil C.18: M_y Moment Değişimi

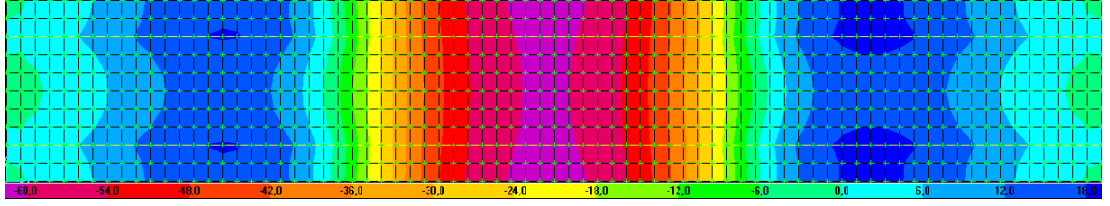


Şekil C.19: V_x Kesme Kuvveti Değişimi

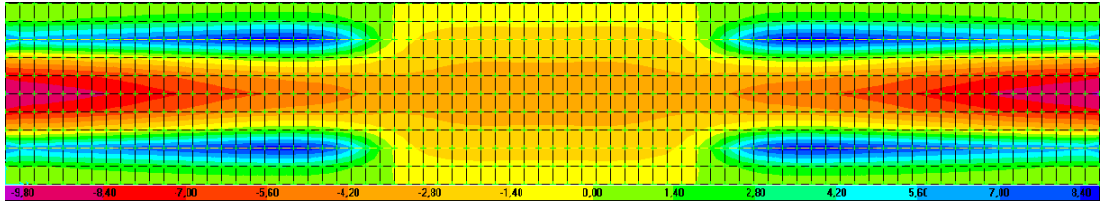


Şekil C.20: V_y Kesme Kuvveti Değişimi

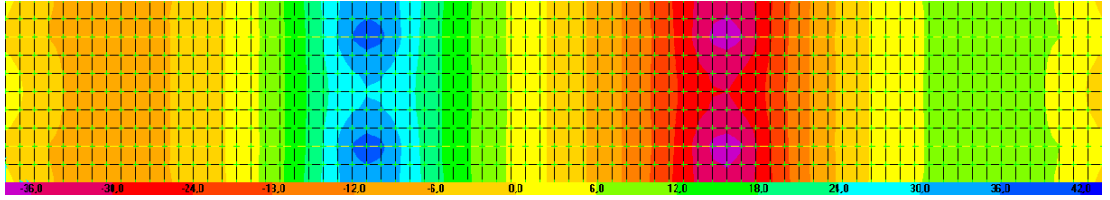
**6-0,45m Plak Kalınlığı İçin B Yüklemesi Sonucu Elde Edilen Kesit Tesir
Dağılım Şemaları**



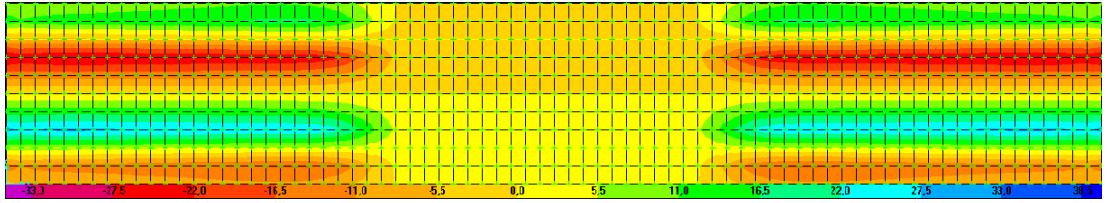
Şekil C.21: M_x Moment Değışimi



Şekil C.22: M_y Moment Değışimi



Şekil C.23: V_x Kesme Kuvveti Değışimi



Şekil C.24: V_y Kesme Kuvveti Değışimi

KAYNAKLAR

- [1] **Profillidis, V.A.**, 1995, Railway Engineering, Ashgate Publishing Company.
- [2] **Esveld, C.**, 2001, Modern Railway Track, MRT Productions.
- [3] **Öztürk Z., Arlı V.**, 2009, Demiryolu Mühendisliği, İstanbul Ulaşım A.Ş.
- [4] **Quante, Franz**, 2001, Innovative Track Systems Technical Construction.
- [5] **Arlı, V.**, 2002, Balastlı ve Balastsız Üstyapıların Ekonomik Yönden Karşılaştırılması, Y.Lisans Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü.
- [6] **Briginshaw, D.**, 2001, Latest Design of Rheda Slab Track Installed-Germany:Track, International Railway Journal.
- [7] **Ando, K., Sunaga, M., Aoki, H., Haga, O.**, 2001, Development of Slab Tracks for Hokuriko Shinkansen Line, Quarterly Report of Railway Technical Research Institute, Paper.
- [8] **Szillard, R.**, 2004, Theories and Applications of Plate Analysis, John Wiley & Sons, Inc.
- [9] **Aydoğan, M., Omurtag, M.**, 2007, The Finite Element Method, Lecture Notes.
- [10] **Güler, H.**, 1998, Demiryolu Üstyapısı Hesaplarının Sonlu elemanlar Yöntemiyle Analizi, İTÜ FBE, Lisansüstü Tezi.
- [11] **Bowles, J. E.**, 1997, Foundation Analysis and Design, The McGraw-Hill Companies, Inc.
- [12] **Aydoğan, M.**, 2003, Taşıyıcı Elemanlarda Sonlu Elemanlar Yöntemi, İMO Kurs Notu.
- [13] **Cook, R. D., Malkus, D. S., Plesha, M.E., Witt, R.J.**, 2002, Concepts and Applications of Finite Element Analysis, John Wiley & Sons, Inc.
- [14] **Özmen, G., Orakdöğen, E., Darılmaz, K.**, 2007, Örneklerle SAP 2000 – V10, Birsen Yayınevi.
- [15] **Celep Z.**, 2009, Betonarme Yapılar, Beta Dağıtım.
- [16] **Computer and Structures, Inc.**, 2004, SAP2000 Advanced 9.0.1 Structural Analysis Program.

ÖZGEÇMİŞ

Ad Soyad: Oğuzhan MODEREN
Doğum Yeri ve Tarihi: Erzurum 1979
Lisans: İTÜ İnşaat Müh.
İş Adresi: Ataşehir Belediyesi
Yapı Kontrol Müdürlüğü
Cep Tel.: 533 631 47 31
E-Posta: oguzhanmoderen@gmail.com

