

DOKUZ EYLÜL ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÇELİK-BETON KARMA YAPILARIN
SİSMİK TASARIMI

Sevgi EMRE

Ocak, 2010

İZMİR

ÇELİK-BETON KARMA YAPILARIN SİSMİK TASARIMI

**Dokuz Eylül Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
Yüksek Lisans Tezi
İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yapı Anabilim Dalı**

Sevgi EMRE

Ocak, 2010

İZMİR

YÜKSEK LİSANS TEZİ SINAV SONUÇ FORMU

SEVGİ EMRE, tarafından **PROF. DR. SERAP KAHRAMAN** yönetiminde hazırlanan “**ÇELİK-BETON KARMA YAPILARIN SİSMİK TASARIMI**” başlıklı tez tarafımızdan okunmuş, kapsamı ve niteliği açısından bir Yüksek Lisans tezi olarak kabul edilmiştir.

Prof. Dr. Serap KAHRAMAN

Danışman

Prof. Dr. Yıldırım ERTUTAR

Jüri Üyesi

Yrd. Doç. Dr. Bengi ARISOY

Jüri Üyesi

Prof. Dr. Cahit HELVACI

Müdür

Fen Bilimleri Enstitüsü

TEŞEKKÜR

Yüksek lisans eğitimim boyunca bana yol gösteren ve çalışmalarımı yönlendiren danışman hocam Prof. Dr. Serap KAHRAMAN'a ve yardımlarından dolayı İnş. Yük. Müh. Levent TÜRKBEN'e teşekkürlerimi sunarım.

Yüksek lisans eğitimim süresince her zaman yanımda olan ve desteklerini esirgemeyen aileme teşekkür eder, saygılarımı sunarım.

Sevgi EMRE

ÇELİK-BETON KARMA YAPILARIN SİSMİK TASARIMI

ÖZ

Sunulan çalışmada, çelik-beton karma (kompozit) yapı elemanlarının sismik tasarım kuralları anlatılmaktadır. Tez çalışması altı bölümden oluşmaktadır. Birinci bölüm yapılan çalışmaya giriş, karma (kompozit) elemanların türleri, tarihçesi ve mevcut standartlar hakkında bilgi verilmektedir.

İkinci bölümde, kompozit döşeme sistemini oluşturan elemanlar, konstrüktif kurallar, kompozit döşemelerin inşaat sürecinde ve kompozit çalışma sürecinde tasarımı anlatılmıştır.

Üçüncü bölümde, kompozit kirişlerin türleri, desteklenmesi, basit mesnetli ve sürekli kiriş türleri tasarımı anlatılmıştır.

Dördüncü bölümde, kompozit kolonların türleri, plastik davranışı ve tasarım yönetmelikleri anlatılmış, kompozit ve çelik kolon burkulma davranışlarının karşılaştırılması hakkında bilgi verilmiştir.

Beşinci bölümde betonarme ve kompozit kolon kesitli yapıların sismik analizi yapılarak, yapı deplasmanları karşılaştırılmıştır.

Altıncı bölümde, bu çalışmada elde edilen sonuçlar anlatılmıştır.

Anahtar sözcükler: Kompozit elemanlar, kompozit elemanların tasarımı.

SEISMIC DESIGN OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURES

ABSTRACT

In this M.Sc. Thesis work, seismic design rules of the steel-concrete composite structural members, was explained. This M.Sc. Thesis consists of five chapters. First chapter includes introduction to the study, types and history of composite members, existing standards, were informed.

In the second chapter, members of composite floor system, structural rules, design of profiled steel sheeting served as shuttering in the process of construction and composite, were explained.

In the third chapter, the types of composite beams, propped of composite beams, design of continuous and simply supported composite beams, were explained.

In the forth chapter, the types of composite columns, plastic behavior and design standards were explained, composite and steel columns are given information about the comparison of buckling behavior.

In the fifth chapter, reinforced concrete structure and composite column cross section structure are seismic analyzed and the structures displacements are compared.

Conclusions of the thesis work were summarized in sixth chapter.

Keywords: Composite members, design of composite members.

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
YÜKSEK LİSANS TEZİ SINAV SONUÇ FORMU	ii
TEŞEKKÜR.....	iii
ÖZ	iv
ABSTRACT.....	v

BÖLÜM BİR – GİRİŞ 1

1.1 Çalışmanın Alanı ve Kapsamı	1
1.2 Kompozit Elemanlar.....	2
1.3 Kompozit Elemanların Tarihçesi ve Mevcut Standartlar	2

BÖLÜM İKİ – KOMPOZİT DÖŞEMELER 5

2.1 Kompozit Döşeme Sisteminin Ortaya Çıkışı	5
2.2 Kompozit Döşemeleri Oluşturan Elemanlar	6
2.2.1 Beton.....	7
2.2.2 Profillenmiş Çelik Sac	8
2.2.3 Kayma Bağlantısı.....	10
2.2.4 Çelik Kiriş.....	14
2.2.5 Donatı Çeliği.....	14
2.3 Konstrüktif Kurallar	15
2.3.1 Döşeme Kalınlığı, Donatı ve Agrega.....	15
2.3.2 Mesnetlenme Koşulları.....	17
2.4 Tasarımda Genel İlke ve Yöntemler	18
2.4.1 Taşıma Sınır Durumu	18

2.4.2 Kullanma Sınır Durumu	19
2.4.3 Yük ve Malzeme Güvenlik Katsayıları	19
2.5 Kompozit Döşemelerin Yapısal Süreci ve Tasarımı	22
2.5.1 İnşaat Sürecinde Davranış	22
2.5.1.1 İnşaat Sürecinde Göz Önüne Alınan Yükler.....	23
2.5.1.2 İnşaat Sürecinde Tasarım	24
2.5.1.2.1 Yapısal Analiz	24
2.5.1.2.2 En kesit Dayanımları	25
2.5.1.2.3 Taşıma Sınır Durumu	26
2.5.1.2.4 Kullanma Sınır Durumu	27
2.5.2 Kompozit Çalışma Sürecinde Davranış	28
2.5.2.1 Gevrek Davranış Biçimi	31
2.5.2.2 Sünek Davranış Biçimi	31
2.5.2.3 Kompozit Çalışma Sürecinde Göz Önüne Alınacak Yükler	32
2.5.2.4 Kompozit Çalışma Sürecinde Tasarım	32
2.5.2.5 Yapısal Analiz	32
2.5.2.6 Etkili Döşeme Genişliği	34
2.5.2.7 Taşıma Sınır Durumu	36
2.5.2.7.1 Eğilme Dayanımı ve Kontrolü	38
2.5.2.7.2 Kesme ve Zımbalama Dayanımı ve Kontroller	43
2.5.2.7.3 Boyuna Kayma Dayanımı Kontrolü.....	46
2.5.2.8 Kullanma Sınır Durumu.....	57
2.5.2.8.1 Enkesit Özelliklerinin Hesabı ve Sehim Kontrolü	57
2.5.2.8.2 Çatlak Genişliği Kontrolü	60

BÖLÜM ÜÇ – KOMPOZİT KİRİŞLER..... 62

3.1 Kompozit Kiriş Türleri	62
3.2 Kompozit Kirişin Desteklenmesi	63
3.3 Kompozit Kirişlerin Genel Davranışı.....	65
3.3.1 Etkili (Efektif) Genişlik	67
3.4 Basit Mesnetli Kompozit Kiriş Tasarımı.....	70
3.4.1 Pozitif Moment Bölgesinde Eğilme Dayanımı.....	71
3.4.1.1 Sınıf 1 veya 2 deki En Kesitler	71
3.4.1.2 Sınıf 3 veya 4 deki En Kesitler	73
3.4.2 Düşey Kesme Dayanımı	74
3.4.3 Uzunluk Boyunca Kesme Kontrolü.....	75
3.4.4 Kullanım Sınır Durumundaki Gerilmeler ve Deformasyonlar	75
3.4.4.1 Pozitif Moment Bölgesi İçin Kompozit Kesitlerin Elastik Analizi .	76
3.4.4.2 Deformasyonlar.....	78
3.4.4.3 Açıklık Derinlik Oranının Limit Kullanımı	79
3.4.4.4 Sıcaklık ve Betonun Büzülme Etkileri.....	79
3.5 Sürekli Kompozit Kiriş Tasarımı	79
3.5.1 Etkili Tabla Genişliği.....	80
3.5.2 Sürekli Kompozit Kirişin Negatif Moment Bölgeleri	81
3.5.2.1 Plastik Dayanım Momenti	81
3.5.2.2 Elastik Dayanım Momenti	84
3.5.3 Düşey Kesme Kuvveti ve Moment-Kesme Etkileşimi.....	85
3.5.4 Çatlak Kontrolü	86

BÖLÜM DÖRT – KOMPOZİT KOLONLAR 87

4.1 Kompozit Kolon Türleri	87
4.2 Kompozit Kolon Malzeme Özellikleri ve Dizayn Boyutları.....	88
4.3 Kompozit Kolonlarda Plastik Davranış.....	90
4.3.1 Basınç(Tek Eksenli Kuvvet) Etkisinde Davranış	90
4.3.2 Eksenel Yük ve Eğilme Momenti Kombinasyonu Altında Davranış.....	93
4.3.3 İkinci Mertebe Etkileri.....	99
4.4 Kompozit ve Çelik Kolon Burkulma Davranışlarının Karşılaştırılması	100
4.5 Kompozit Kolonların Tasarım Yönetmelikleri	102
4.5.1 Amerikan Beton Enstitüsü (ACI 318-89).....	103
4.5.2 Amerikan Çelik Yapı Ens.-Yük ve Direnç Fak. Diz. (AISC-LRFD) ...	103
4.5.3 Japon Mimarlık Enstitüsü (AIJ).....	104
4.5.4 İngiliz Standardı (BS 5400-5.bölüm)	104
4.5.5 Avrupa Yönetmeliği (EC4).....	105

BÖLÜM BEŞ – BETONARME VE KOMPOZİT KESİTLİ YAPI MUKAYESESİ..... 106

5.1 Seçilen Sistem	106
5.2 Yüklemler	109
5.2.1 Yapı Deprem Yüklerinin Belirlenmesi.....	109
5.3 Yapı Kesit Boyutları.....	110
5.3.1 Betonarme Yapı Kesit Boyutları	110
5.3.2 Kompozit Yapı Kesit Boyutları	111
5.4 Analiz	114
5.4.1 Betonarme Yapı Analiz Sonuçları.....	114

5.4.2 Kompozit Kolon Kesitli Yapı Analiz Sonuçları	132
5.5 Yapı Deplasmanları	138
BÖLÜM ALTI – SONUÇLAR	154
KAYNAKÇA	155

BÖLÜM BİR

GİRİŞ

1.1 Çalışmanın Alanı ve Kapsamı

Kompozit olarak da adlandırılan karma yapılar, farklı yapı malzemelerinden oluşan elemanların kayma bağlantıları yardımıyla beraber çalışmaları sağlanarak elde edilen taşıyıcı sistemlerdir. Pratikte kullanılan malzemeler ahşap, çelik, beton veya diğer malzemeler olabilmekle beraber bu gibi malzemelerden meydana gelebilecek birçok örnekten bir tanesi çelik-beton kompozit elemanlardır.

Yurdumuzda inşaat yapılarında yaygın olarak betonarme iskeletli yapılar uygulanmaktadır. Oysa betonarme yapı belli bir katın üstünde ihtiyaca cevap vermemekte, yapının ağırlığı kat sayısı arttıkça artmakta ve dolayısıyla deprem yükü de artmaktadır. Çok fazla yaygın olmamakla birlikte çelik karkas sistemler de inşaat yapılarında uygulanmaktadır. Çelik, karakteri gereği büyük açıklıkların aşılmasında, çürük zeminli yapılarda, hız isteyen işlerde, deprem ve benzeri dinamik etkileri karşılamada betonarmeye nazaran çok iyi sonuçlar verir. Ancak yüksek sıcaklıklarda mukavemet düşüklüğü, paslanmaya dayanıksız olması, ses ve ısıyı iyi iletmesi çeliğin sakıncalı yanlarını oluşturmaktadır. Zaman zaman yangından korunmaları amacıyla, çelik kolonlar ve bazen kirişler hafif donatılı bir beton kütleyle gömülmektedirler.

Çeliğin ve betonun birlikte kullanılması ile elde edilen kompozit elemanlarda ise her iki malzemenin üstünlüklerinden yararlanma amacı vardır. Bu iki malzemenin ortak çalıştırılmasıyla ortaya çıkan kompozit kullanım, yüksek dayanım, daha büyük rijitlik, eleman boyutlarının küçülmesi ve dolayısıyla ekonomi olmak üzere birçok avantaj sağlamaktadır.

Bu çalışmada kompozit elemanlar hakkında genel bilgiler ve kompozit elemanların tasarımı anlatılmaktadır. Türkiye’de kompozit elemanlar ile ilgili bir standart bulunmadığı için Avrupa standardı olan Eurocode 4’ den yararlanılmıştır.

1.2 Kompozit Elemanlar

Bir kompozit yapıda genellikle bütün taşıyıcı elemanlar kompozit eleman değildir. Çok çeşitli kullanım kombinasyonları vardır. Çelik yapılarda sadece döşeme kompozit olarak kullanılabileceği gibi, sadece kolonlar kompozit olarak dizayn edilebilir veya betonarme sistemde kirişler veya sadece döşeme kompozit olarak kullanılabilmektedir. Kompozit elemanlar; kompozit kiriş, kompozit kolon ve kompozit döşeme olarak gruplandırılabilir.

1.3 Kompozit Elemanların Tarihçesi ve Mevcut Standartlar

Kompozit elemanların kullanımı hakkında ilk çalışmalar Kuzey Amerika’da ortaya çıkmıştır. 1894 yılında ilk olarak Iowa’da yapılan bir köprüde ve Pittsburg’da bir yapıda kompozit kirişler kullanılmıştır. Kompozit kirişler ilk olarak 1922 yılında Kanada’da Dominion Köprü Çalışmaları’nda test edilmiştir. 1957’de Amerika Devlet Yolları Memurları Kurumu (AASHO) köprülerde kompozit kirişlerin hesabını kapsamaktadır. Kompozit kolonlar üzerinde ilk laboratuvar testleri 1908 yılında Kolombiya Üniversitesi’nde yapılmıştır. Kaynaklı kayma bulonları ilk defa 1954 yılında Illinois Üniversitesi’nde test edilmiştir (Nethercot, 2004).

Japonya’da ilk olarak beton kaplama uygulamalarının yangına ve depreme karşı dayanıklılığından bahseden 1910 yılında Wakabayashi’dir. ‘Beton ile güçlendirilmiş çelik’ olarak adlandırılan bu yapı sistemi altıdan fazla katlı binalarda hızlı bir şekilde popüler olmuştur. Japonya’da kompozit kiriş ve kolonlarla ilgili ilk laboratuvar testleri 1929 yılında başlamıştır. Kompozit elemanlarla ilgili araştırmalar 1930’larda

başlamış fakat şartnameler çok daha geç ortaya çıkmıştır. Araştırmalar 1950 ve 1960’larda geliştirilmiştir. İlk kompozit yapılarla ilgili şartname 1958 yılında Japonya Mimari Enstitüsü (AIJ) tarafından ortaya çıkarılmıştır (Nethercot, 2004).

Benzer gelişmeler Avrupa’da, özellikle savaş sonrası tekrar yapılanmada Almanya’da meydana gelmiştir. 1957 yılında alman araştırmacı Godfrey ‘Kompozit Yapıda Kirişlerin Dizaynı İçin Geçici Yönetmelikler’i yayınlamıştır. Günümüzde Avrupa’da çelik ve beton kompozit yapıların dizaynı için European Code 4 (EC4) kullanılmaktadır (Nethercot, 2004).

Çelik sac, ilk olarak 1920’lerde beton bir döşemede kalıcı kalıp olarak kullanılmıştır. Loucks ve Gillet çelik sac sisteminin 1926’da patentini almıştır. Çelik sacın betonda donatı olarak kullanıldığı ilk kompozit döşeme 1950’lerde ortaya çıkmıştır. 1954 yılında Friberg bu sistemi geleneksel donatılı beton döşeme gibi analiz etmiş ve deneysel testlerle tahmin edilen dayanımlar arasında güzel bir uyuma bulmuştur. 1961 yılında Inland-Ryerson Şirketi ikizkenar yamuk şeklinde, profil üzerinde çentikler olan çelik sac üretmiş ve beton ile çelik sac arasındaki yatay kaymayı iletmeyi başarmıştır. Hi Bond adı verilen döşeme sacı üzerinde bulunan kabartmalarla metal ve beton arasında etkili bir etkileşim sağlamış ve modern kompozit döşemenin öncüsü olmuştur (Nethercot, 2004).

1967 yılında Amerika Demir ve Çelik Enstitüsü kompozit döşemelerin dizaynını geliştirmek amacıyla Iowa State Üniversitesi’nde araştırma başlatmıştır. Bu araştırma sonucunda 1976 yılında Porter ve Eckberg Amerikan İnşaat Mühendisleri Topluluğu’nun kompozit döşemelerle ilgili standardının (ASCE,1985) basit formlarını geliştirmiş ve diğer ulusal standartların temelini oluşturmuştur (BSI 1994;CEN 2001). Bundan sonraki 20 yıl boyunca kompozit döşemelerinin kullanımından doğan avantajların ortaya çıkmasıyla birlikte çelik çerçeveli yapıda popülaritesi artmıştır. Böylece kompozit döşemeler, çok katlı ofis binalarında, tadilat projelerinde, otopark, depo, ambar ve konutlarda kullanılmıştır (Nethercot, 2004).



Şekil 1.1 Amerika’da yüksek yapılar (New York)

1980'lerden sonra Amerika, İngiltere, Japonya, Avustralya ve Almanya’da kompozit elemanların yüksek binalarda, endüstri yapılarında kullanımı artmıştır. Kompozit yapı sistemleri, betonarme binalara göre yapı zati ağırlığını etkili bir şekilde azalttığı ve sismik yüklere karşı istenilen yapı sünekliğini oluşturmada iyi performans sağladığı için dünyada yüksek yapı uygulamalarının vazgeçilmez taşıyıcı sistemi haline gelmiştir.

Kompozit elemanlar ülkemizde uygulamada yaygınlaşmamış olmakla birlikte bazı özellikli yapılarda ve sanayi yapılarında kullanılmaktadır. Kompozit elemanların yapım ve hesap kurallarına ilişkin bilimsel çalışmalar çok az sayıda olup bir Türk Standardı yoktur.

BÖLÜM İKİ

KOMPOZİT DÖŞEMELER

2.1 Kompozit Döşeme Sisteminin Ortaya Çıkışı

Çelik iskeletli yapıların döşeme sistemlerinde, çelik kirişlere oturan betonarme plaklar, özellikle statik açıdan da getirdikleri yararlar bakımından sık kullanılan elemanlardır. Bu elemanlar prefabrik olabildiği gibi çokça yerinde dökme beton olarak da teşkil edilmektedirler. Bu aşamada, yapıdaki ana sistemin çelik konstrüksiyon olması nedeniyle kalıp ve iskele sorunu bulunmamasına karşın, sırf döşeme plakları için kalıp ve iskele gereksinimi doğmaktadır. Bu sebepten son yıllarda herhangi bir kalıp iskelesi gerektirmeden kendini taşıyabilen katlanmış çelik sacların kalıcı kalıp olarak kullanılması yaygınlaşmıştır. Bu şekilde uygulanan katlanarak biçimlendirilmiş çelik sac levha, yeni dökülen plak betonu ve donatısını, kendi ağırlığını ve inşaat sürecindeki hareketli yükleri taşımaktadır. Beton sertleştikten sonra ise bu çelik sacın yük taşımaya hiçbir katkısı olmayıp ‘kör kalıp’ görevi görmesinden öte bir yararı bulunmamaktadır. Oysa beton plak ile beraber çalışmalarının sağlanması durumunda, katlanarak biçimlendirilmiş çelik sacı, döşeme plağının pozitif moment bölgelerinde betonarme donatısı olarak kullanma olanağı elde edilebilmektedir (Odabaşı ve Yorgun, bt).

Günümüzde, kompozit döşemeler değişik uygulamalarda yaygın olarak kullanılmaktadır. Yönetim binaları ve ofisler için geniş hacimler sağlayan kompozit döşemeli büyük açıklıklı çelik yapılar modern inşaatlarda tercih edilmektedir. Binaların yenilenmesi planlandığında genellikle mevcut temelin yük taşıma kapasitesi aşılabilmektedir. Geleneksel betonarme döşeme yerine kompozit döşeme kullanılmasıyla yapı ağırlığında 1 kN/m² ye kadar azalma sağlanabildiğinden, yeni binalarda olduğu kadar eski binaların yenilenmelerinde kompozit döşeme kullanımı ekonomik olmaktadır. Yangın dayanımı ve ısı izolasyonu gibi özelliklerinden dolayı

2.2.1 Beton

Kompozit döşeme plaklarında normal veya hafif ağırlıklı beton kullanılır. Genelde birim hacim ağırlığı $\rho = 1900 \text{ kg/m}^3$ olan hafif ağırlıklı beton kullanılır.



Şekil 2.2 Uygulamada beton dökümü

En çok kullanılan beton sınıfları ve karakteristik değerleri Eurocode 2'ye göre Tablo 2.1'de verilmektedir. f_{ck} betonun 28 günlük karakteristik silindir basınç dayanımı, f_{ctm} betonun çekme dayanımı, $f_{ctk0.05}$ karakteristik çekme dayanımını ve E_{cm} kısa yüklemeler altındaki elastisite modülüdür.

Tablo 2.1 Beton sınıfları ve karakteristik değerleri

	Beton sınıfı			
Karakteristik değerler	C20	C25	C30	C35
$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	20	25	30	35
$f_{ctm} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	2,2	2,6	2,9	3,2
$f_{ctk0.05} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	1,5	1,8	2,0	2,2
$E_{cm} \text{ (kN/mm}^2\text{)}$	30	31	32	34

Hafif beton için karakteristik çekme gerilmesi değerleri tablodaki değerler η faktörüyle çarpılarak elde edilir.

$$\eta = 0,30 + 0,70\left(\frac{\rho}{2400}\right) \quad (2.1)$$

Formülde, ρ betonun birim hacim ağırlığıdır. Hafif donatılı betonların elastisite modülü E_{cm} için tablodaki değerler $\left(\frac{\rho}{2400}\right)^2$ ile çarpılarak elde edilir.

Eurocode 4'e göre tasarımda kompozit döşemelerde kullanılabilecek betonun minimum dayanımı 20 N/mm^2 olmalıdır. C50 kalitesinden daha yüksek kaliteye sahip betonların emniyeti deneylerle kanıtlanmadıkça kompozit döşemelerde kullanımları tavsiye edilmemektedir. Beton, çelik sacın korozyonuna sebep olabilecek maddeler içermemelidir.

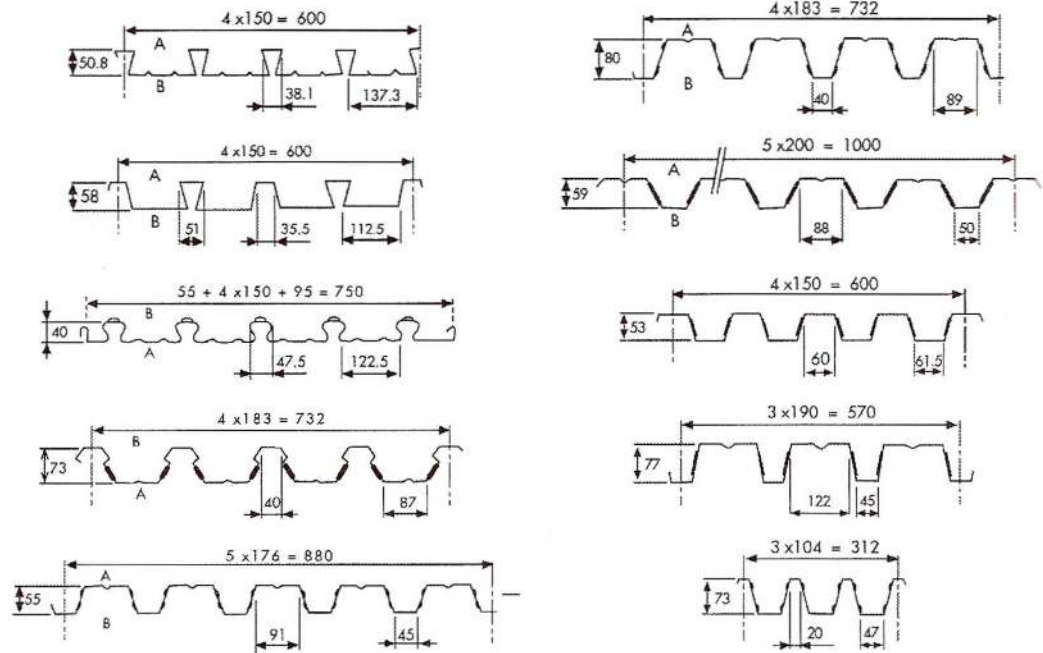
2.2.2 Profillenmiş Çelik Sac

Beton ile mekanik kenetlenmeyi sağlayan trapez sac enkesitler ekonomik olduklarından kompozit döşemelerde oldukça yaygın olarak kullanılmaktadır. Beton ve çelik sac arasındaki kompozit etkiyi oluşturmak için çok çeşitli tipte soğukta biçimlendirilmiş çelik sac enkesitleri kullanılmaktadır. Kompozit döşemelerde kullanılabilen profillenmiş çelik sac tipinin çeşitliliği çelik sac enkesitinin profillenme biçimi, oluk derinliği, olukların tekrarlama aralığı, sac boyutları ve çelik sac ile beton arasındaki aderansı sağlayan mekanik bağlantıların farklılığı ile oluşmaktadır.



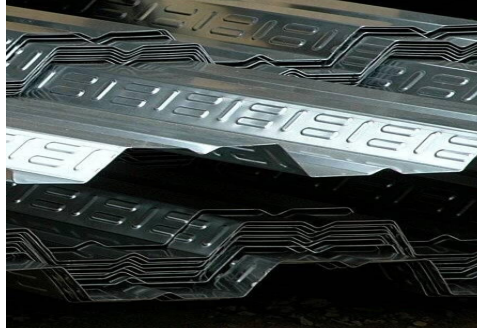
Şekil 2.3 Profillenmiş çelik sac

Şekil 2.4’de kompozit döşemelerde kullanılan çelik sac enkesitlerinden bazıları ve çelik sac ile beton arasındaki mekanik bağlantıyı sağlamak için sac yüzeylerinde oluşturulan girinti ve çıkıntılarının biçimleri görülmektedir. Kompozit döşemelerde kullanılan çelik sacın minimum kalınlığının 0,70 mm olması Eurocode 4’de önerilmektedir.



Şekil 2.4 Kompozit döşemelerde kullanılan çelik sac tipleri

Kompozit döşeme elemanı olarak kullanılacak çelik sacın minimum akma dayanımı 220 N/mm^2 olmalıdır. Pratikte, kompozit döşemeler için genelde 280 N/mm^2 ile 350 N/mm^2 arasında akma dayanımına sahip çelik sacların kullanımı tercih edilmektedir (Nethercot, 2004).



Şekil 2.5 Profillenmiş çelik sac

Korozyon açısından, katlanmış çelik sac yüzeylerinin, atmosfer şartlarından korunabilmesi amacıyla, galvanizlenmiş olmaları zorunluluğu bulunmaktadır. Eurocode 4'e göre korozif ortamların oluşmadığı iç mekanlarda sacın her iki yüzü de 275 g/m² miktarında galvaniz ile kaplanmalıdır. Diğer ortamlarda yeterli korozyon dayanımı sağlayabilecek şekilde galvanizleme kalınlığı artırılmalıdır.

2.2.3 Kayma Bağlantısı

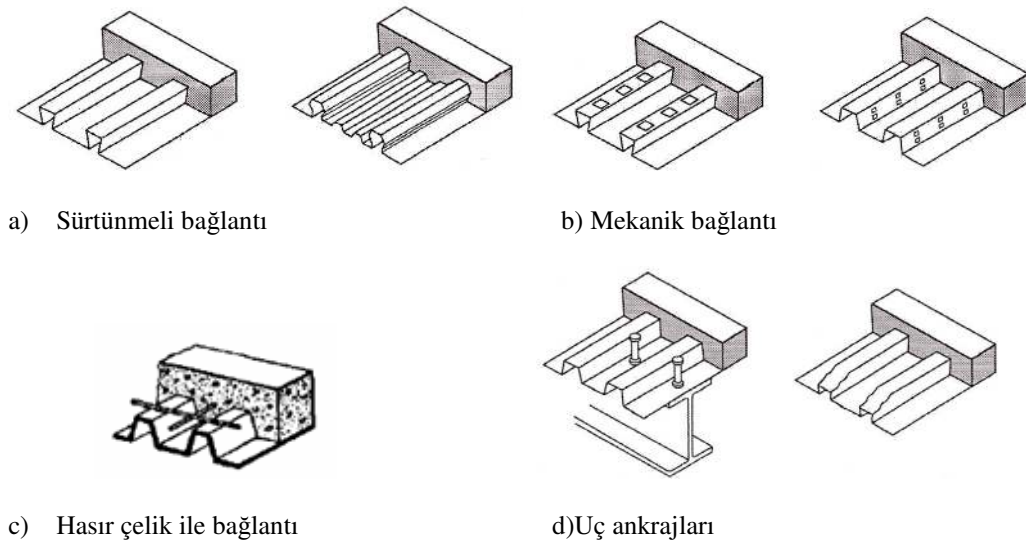
Bir kompozit döşeme plağını oluşturan ve beton gerekli dayanımı kazanmadan önce kalıcı kalıp olarak kullanılan profillenmiş çelik sac ile üzerindeki betonun beraber çalışmasının sağlanması için bu iki malzeme arasındaki kaymanın önlenmesi gerekir.

Beton ve çelik arasındaki kompozit etkiyi oluşturmak için, beton ve çelik sac arasındaki yüzeyde oluşacak yatay kayma kuvvetlerini karşılayabilecek şekilde profillenmiş çelik sacın yüzeyi ve en kesit şekli biçimlendirilir. Bugün en sık kullanılan mekanik kayma bağlantıları pratikliği nedeniyle standartların da kabul ettiği başlıklı saplamalardır.

Kompozit çalışmanın gerçekleşebilmesi için, katlanmış çelik sac ile betonun bir bütün teşkil etmesi gerekir. Sac ile beton arasındaki aderans, bu bütünleşme için

güvenilemeyecek ve ihmal edilebilecek derecede azdır. Bağlantı aşağıdaki şekillerden biri veya birkaçı ile kurulur:

- Kapalı oluklar şeklinde teşkil edilmiş profillenmiş çelik sac enkesiti kırlangıç kuyruğu şeklinde düzenlenerek kesme etkisinin aktarılması ile (Şekil 2.6- a),
- Profillenmiş çelik sacın yüzeyinde oluşturulan girinti ve çıkıntılarla sağlanan mekanik bağlantı ile (Şekil 2.6- b),
- Katlanmış saca kaynaklanmış hafif bir çelik donatı hasırı ile (Şekil 2.6 -c),
- Döşemenin uçlarına yerleştirilmiş kayma bağlantıları veya çelik sac ucundaki olukların şekillendirilmesi ile (Şekil 2.6- d).



Şekil 2.6 Kompozit döşeme plaklarında beton-çelik bağlantı türleri

Uç ankrajları daha çok beton döşeme ve çelik sac arasındaki boyuna kaymayı sınırlamak ve döşemenin boyuna doğrultudaki yetersiz kayma dayanımını arttırmak için kullanılmaktadır. Buna çelik sac ve beton arasındaki mekanik kenetlenme yeterli olmadığında gerek duyulur. Uç ankrajları için tipik olarak çelik saca doğrudan kaynaklanan başlıklı saplamalar veya korniyer parçaları kullanılır.

Yapım aşamasında dikkat edilmesi gereken önemli bir nokta, çelik sacın üzerinden başlıklı kayma bağlantılarının kiriş üst başlığına kaynaklanmasıdır. Kayma bağlantısı başlığına yerleştirilen kaynak tabancası ile yarı otomatik kaynak yöntemi ile kaynaklanmaktadır. Başlıklı saplamanın kiriş üst başlığına kaynaklanacak ucunda oluşturulan ark ile bu uçtaki deoksida malzeme kolayca erir. Eriyen metali üniform tutarak ve ark ısını koruyarak iyi bir kaynak elde etmek için başlıklı kayma bağlantısının ucunda özel seramik halka kullanılır. Yüksek amperli doğru akım kullanılarak kayma bağlantısının ucunda yaratılan ark ısıyla kayma bağlantısı ucu, çelik sac ve çelik eleman başlığı erir.



Şekil 2.7 Başlıklı saplama

Başlıklı kayma bağlantılarının çapı genel olarak 13 mm~25 mm arasındadır, fakat başlıklı kayma bağlantısının çapı 20 mm'yi aştığında kaynak işlemi güçleştiğinden maliyet artmaktadır. Korozyondan korumak amacıyla galvanizlenmiş saca doğrudan kayma bağlantıları kaynaklanabilir. 1,6 mm'ye kadar tek bir çelik saca ve 1,2 mm'ye kadar üst üste binmiş çift çelik sac kalınlığı üzerinden sac delinmeden kaynak yapılabilmektedir. Çelik mesnet kirişinin başlık kalınlığı kayma bağlantısı çapının 0,4 katından az olmamalıdır. Bu değer ortaya çıkabilecek kaynak problemi açısından önemlidir. Başlık kalınlığı ince veya kayma bağlantısı çapı büyük olduğunda, ısı çelik sacı eritmeye çalışırken alttaki başlık fazla eriyebilir ve kayma bağlantısının başlık içine gömülmesine sebep olur. Bu problemi azaltmak amacıyla 10 mm çapa sahip kayma bağlantılarının kullanımı 1994'den itibaren yönetmeliklerde yer almıştır (Yorgun, 2005).



Şekil 2.8 Kaynaklanmış başlıklı kayma bağlantısı



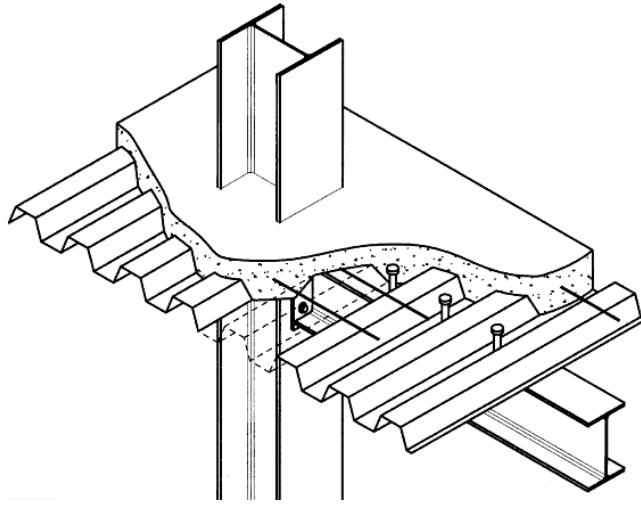
Şekil 2.9 Başlıklı kayma bağlantılarının uygulamada kaynaklanması

Başlıklı kayma bağlantılarının kaynağında diğer problemler kayma bağlantısının ve kaynaklanacağı başlığın yüzey şartlarından, çevre koşullarından veya yanlış elektrik akımından ortaya çıkabilir. Çelik sac alttaki mesnet kirişine tam olarak oturmalıdır. Kaynaktan önce, eğer varsa, çelik sac yüzeyindeki ıslaklık basınçlı hava püskürtülerek kurutulmalıdır. Nem kaynak kusurlarına neden olduğundan, kaynak

işlemi tamamlanıncaya kadar kayma bağlantıları ve seramik halkalar nemden korunmalıdır. Çelik sac altındaki eleman tamamen temiz, kuru ve boyanmamış olmalıdır. Güç kaynağı, kablo uzunluğu, kablo çapı ve zemin koşulları elektrik akımını etkilediğinden üretici prospektüslerinde belirtilen kaynak koşullarına uyulmalıdır. Çelik sac üzerine yapılacak kayma bağlantısı kaynaklarının ön kontrolü için aynı kiriş, aynı çelik sac kullanılarak en az 10 adet başlıklı kayma bağlantısı kaynağı ile kalite testi yapılması önerilmektedir. Kaynak işlemi tamamlandıktan sonra ise seramik parçalar kırılarak kaldırılmalı ve kaynaklar kontrol edilmelidir.

2.2.4 Çelik Kiriş

Kompozit döşeme sisteminin bir elemanı olan çelik kirişin, mekanik kayma bağlantıları vasıtasıyla betona bağlanmasıyla bu iki malzeme beraber çalışmaktadır.



Şekil 2.10 Kompozit döşeme ve kiriş birleşimi

2.2.5 Donatı Çeliği

Kompozit döşemelerde kullanılacak donatı çelikleri betonarme yapılar için geçerli standartlara uygun olmalıdır. Nervürlü veya düz yüzeyli donatılar kullanılabilir. Negatif moment ve yangın donatısı olarak normal sünekliğe sahip donatıların kullanılması önerilmektedir.

Tablo 2.2 Donatı çeliği sınıfları ve karakteristik değerleri

Donatı çeliği sınıfı	S 500 (nervürlü)	S 550 (hasır çelik)
f_{ys} , N/mm ²	500	550
f_{ts} , N/mm ²	550-600	580
E_s , kN/mm ²	210	210

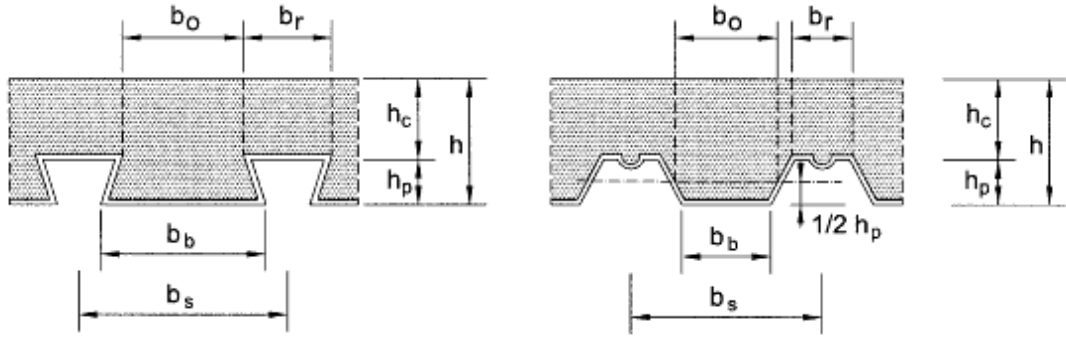
Kompozit döşemelerde çok kullanılan donatı çelikleri için karakteristik değerler Tablo 2.2’de verilmiştir. f_{ys} donatının karakteristik akma dayanımı, f_{ts} donatının karakteristik çekme dayanımı ve E_s elastisite modülüdür.

2.3 Konstrüktif Kurallar

2.3.1 Döşeme Kalınlığı, Donatı ve Agrega

Eurocode 4’ e göre kompozit döşemede;

- toplam kalınlık olan h değeri 80 mm’den ve çelik sac profil üstündeki beton kalınlığı olan h_c 40 mm’den az olmamalıdır. Eğer kompozit döşeme, bir kirişle beraber kompozit olarak çalışıyorsa veya çelik sacın mesnetlendiği kiriş veya rüzgâr bağlantıları için yanal bağlantı görevi üstleniyorsa bu değerler h için 90 mm ve h_c için 50 mm den az olmamalıdır.
- Her iki yönde de donatı miktarı 80 mm²/m’den az olmamalıdır.
- Donatıların aralıkları $2h$ ve 350 mm’yi geçmemelidir.



Şekil 2.11 Çelik sac ve döşeme için boyutlar

Betonun içindeki agreganın dane çapı aşağıdaki sınırları aşmamalıdır:

- $0,4 h_c$
- $b_o / 3$
- 31,5 mm

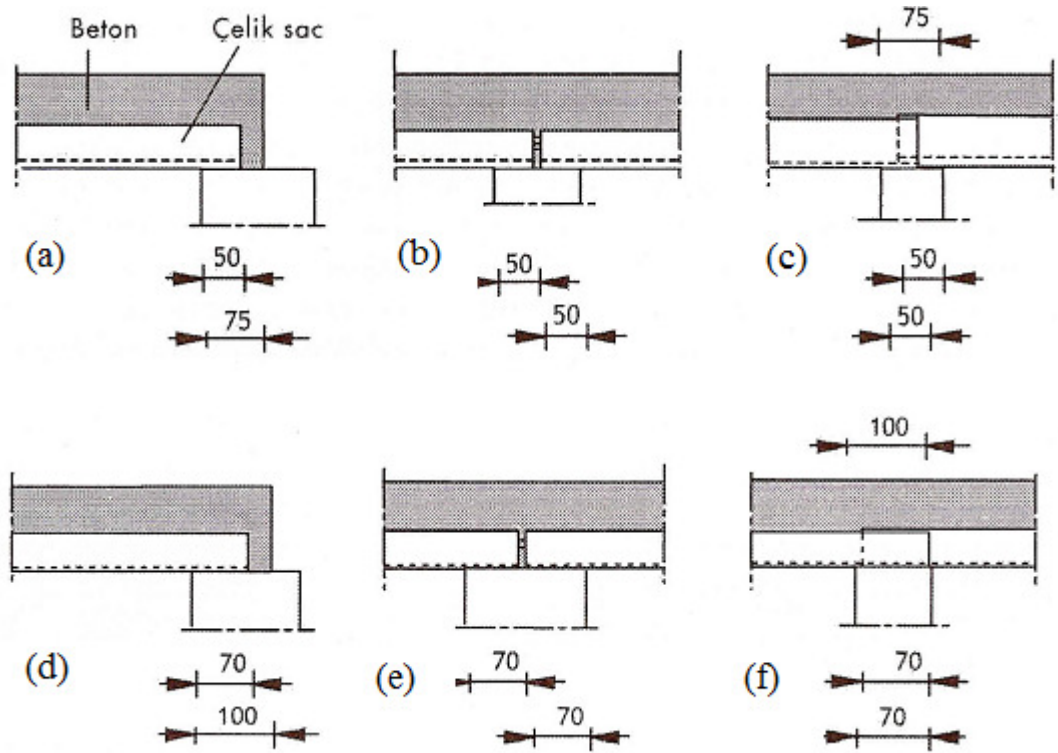
Kompozit döşemede rötreden dolayı ve çatlakları en aza indirmek için, boyuna ve enine doğrultuda tüm alana minimum donatı yerleştirilmelidir. Bu donatı mevcut donatıya ilave edilmelidir. Donatının minimum alanı her iki doğrultuda beton en kesitin % 0,2'sidir ve genellikle hasır çelik kullanılmaktadır. Eğer döşeme sürekli olarak göz önüne alınırsa, negatif moment bölgesinde donatı alanı hesapla belirlenmelidir ve her bir komşu açıklığın en azından %30'una yayılmalıdır. Nervürlü donatıların kullanımı tavsiye edilmektedir (Yorgun, 2003).

Sürekli döşemeler basit mesnetli kiriş serileri gibi göz önüne alınarak boyutlandırıldığında çatlakları en aza indirmek için yerleştirilen donatının enkesit alanı, geçici ara desteksiz döşemelerde çelik sacın üstündeki beton enkesit alanının % 0,2'sinden az olamaz. Ara destekli döşemelerde bu donatı miktarı % 0,4'dür.

2.3.2 Mesnetlenme Koşulları

Yapım aşamasında kalıp görevini üstlenen çelik sac, kiriş veya kolon gibi sabit mesnetler üzerine yerleştirildiği gibi geçici mesnetler üzerine de yerleştirilebilir. Eurocode 4'e göre sabit mesnetler üzerine çelik sacın mesnetlenmesinde gerekli minimum oturma koşulları Şekil 2.12'de görülmektedir.

- kompozit döşeme çelik veya beton üzerine mesnetlendiğinde (Şekil 2.12-a,b,c),
- kompozit döşeme dolgu duvar gibi diğer malzemeler üzerine mesnetlendiğinde (Şekil 2.12-d,e,f).



Şekil 2.12 Minimum mesnetlenme koşulları

2.4 Tasarımda Genel İlke ve Yöntemler

Günümüzde kompozit döşemelerin tasarımında, beton ve çeliğin gerçek davranışına dayanan "Sınır Durumlar Yöntemi" kullanılmaktadır. Taşıma gücü ilkelerine dayanan bu yöntemde kontroller iki sınır durum için yapılmaktadır.

- Taşıma sınır durumu
- Kullanma sınır durumu

2.4.1 Taşıma Sınır Durumu

Kalıp olarak çalışma aşamasında çelik sacın dayanımı veya kompozit çalışma aşamasında döşemenin dayanımı dış yüklere karşı yeterli olmalıdır. Her bir kesit veya eleman yapının analiziyle belirlenmiş iç kuvvetleri karşılayabilmelidir. Genel olarak güvenlik için; S_d etkilerin tasarım değeri (bir kesitte taşınması gerekli eğilme momenti, normal kuvvet veya kesme kuvveti gibi) ve R_d dayanımın tasarım değeri (bir kesitin taşıyabileceği eğilme momenti, normal kuvvet veya kesme kuvveti gibi) olmak üzere;

$$S_d \leq R_d \quad (2.2)$$

şartının sağlanması gerekir. Örnek olarak;

$$(N_{Sd}, V_{Sd}, M_{Sd}) \leq (N_{Rd}, V_{Rd}, M_{Rd}) \quad (2.3)$$

Şeklinde gösterilebilir. İç kuvvetler veya momentler ayrı ayrı veya aralarındaki etkileşim $((V, M), (N, M), \dots)$ göz önüne alınarak gerekli irdelemeler yapılır (Yorgun, 2003).

2.4.2 Kullanma Sınır Durumu

Aşırı deformasyon, betonda çatlakların genişlemesi ya da titreşim gibi yapının kullanılabilirliğini kaybetmemesi veya kullanımında aşırı rahatsızlıkların ortaya çıkmaması için göz önüne alınan belirli sınırlama kontrolleridir. Genel olarak; E_d göz önüne alınan tasarım etkisine karşı gelen en büyük yer değiştirme, dönme veya çatlak genişliği ve C_d göz önüne alınan tasarım etkisi için izin verilen en büyük yer değiştirme, dönme veya çatlak genişliği değeri olmak üzere;

$$E_d \leq C_d \quad (2.4)$$

şartının sağlanması gerekir.

Örneğin çerçeveler ve döşemelerde;

$$(\delta_{Vd}, \delta_{Hd}) \leq (\delta_{Vmax}, \delta_{Hmax}) \quad (2.5)$$

şeklinde yapılması gerekli kontroller gösterilebilir. Burada, δ_{Vd} döşemenin hesaplanan maksimum düşey yer değiştirmesi, δ_{Hd} çerçevenin hesaplanan maksimum yatay yer değiştirmesi ve $\delta_{Vmax}, \delta_{Hmax}$ ise yönetmeliklerde tavsiye edilen sınır değerlerdir (Örneğin: $L/250, h/300$) (Yorgun, 2003).

2.4.3 Yük ve Malzeme Güvenlik Katsayıları

Tasarım kuralları Avrupa Birliği yönetmeliklerine göre ele alındığından, hesaplarda göz önüne alınacak yükler ve güvenlik katsayıları da bu yönetmeliklere bağlı kalınarak özetlenmiştir. Sınır durumlarının kontrolünde göz önüne alınacak yükler etkiye sıklığına bağlı olarak; sürekli (G), değişken (Q) ve seyrek olarak etkiyen (A) olmak üzere üç grupta toplanmaktadır. Değişken olarak etkiyen yüklerin

en büyük değerlerinin aynı anda etkimesi çok ender olarak ortaya çıkacağı için, bu yükler azaltma katsayıları Ψ_{0i} ile çarpılarak hesaba katılmaktadır. Genel olarak tasarıma esas yük değeri F_d karakteristik F_k değerinin γ_F yük güvenlik katsayısı ile çarpılması ile elde edilmektedir:

$$F_d = \gamma_F F_k \quad (2.6)$$

Sabit ve değişken yükler için ayrı yük güvenlik katsayıları kullanılmaktadır:

$$G_d = \gamma_d G_k \quad (2.7)$$

$$Q_d = \gamma_Q Q_k = \gamma_Q (Q_{1k} + \sum \Psi_{0i} Q_i) \quad (2.8)$$

γ_Q ve γ_G yük güvenlik katsayılarının değerleri, yükün değerini arttırarak elverişsiz bir durum yaratmasına veya azaltarak elverişli bir durum yaratmasına bağlı olarak değişmektedir (Tablo 2.3).

Bilindiği gibi karakteristik dayanımların kısa süreli deneylerden elde edilmesine karşı malzeme bir yapıda uzun süreli yükler etkisi altındadır. Özellikle beton için dayanımın çok fazla sayıda koşuldan (sıkıştırma, hava şartları, agrega kalitesi, v.s) etkilendiği göz önüne alındığında, öngörülenden daha düşük dayanımla karşılaşma olasılığı çeliğe göre daha fazladır (Yorgun, 2003).

Tablo 2.3 γ_Q ve γ_G yük güvenlik katsayıları

Yük Çeşitleri	Sabit yük katsayısı		Değişken yük katsayısı	
	Elverişli	Elverişsiz	Elverişli	Elverişsiz
Taşıma sınır durumu	1,35	1,35	1,5	0
Kullanma sınır durumu	1,0	1,0	1,0	0

Sünme, rötne ve çatlama gibi özellikleri göz önüne alındığında beton için daha büyük malzeme katsayısının kullanıldığı görülmektedir. Dayanımlar malzeme özelliklerinin tasarım değeri (X_d) kullanılarak belirlenmelidir:

$$X_d = X_k / \gamma_M \quad (2.9)$$

Burada X_k malzemenin deneylerle belirlenen karakteristik dayanımı ve γ_M ise malzeme güvenlik katsayısıdır (Tablo 2.4).

Tablo 2.4 Malzeme güvenlik katsayıları

Malzeme γ_M	Çelik γ_a	Donatı γ_s	Çelik Sac γ_{ap}	Beton γ_c	Kayma Bağlantısı γ_v
Taşıma Sınır Durumu	1,10	1,15	1,10	1,50	1,25
Kullanma Sınır Durumu	1,0	1,0	1,0	1,0 veya 1,30	1,0

2.5 Kompozit Döşemelerin Yapısal Süreci ve Tasarımı

Kompozit döşemenin tasarımında iki yapısal sürecin göz önüne alınması gerekir:

- Yüklerin sadece profillenmiş çelik sac tarafından taşındığı geçici inşaat süreci,
- Beton ve çelik arasındaki aderansın sağlanması ile oluşan kompozit çalışma süreci.

2.5.1 İnşaat Sürecinde Davranış

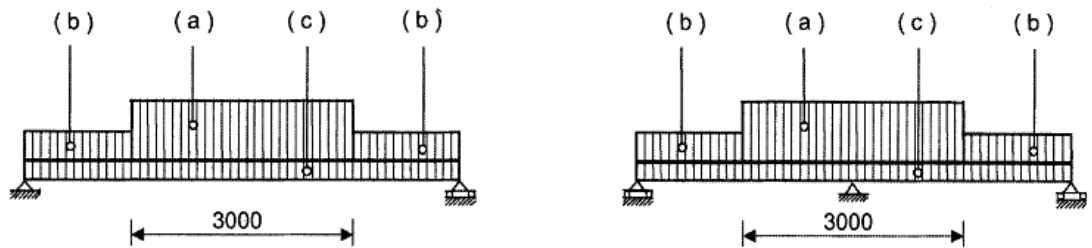
Yapım sırasında beton ıslak iken, çelik sac dış yüklerle sadece kendi dayanımıyla karşı koyar. Eğilme ve kayma etkisi altında olduğu bu durumda davranış, soğukta şekil verilmiş ince cidarlı elemanların kullanıldığı, örneğin bir çatı kaplamasının davranışı ile benzerdir. Profilin eğilmesinden dolayı başlıklarının veya gövdesinin bir kısmı basınç kuvveti etkisi altında kalır, kayma genellikle mesnetlerde etkin olmaktadır. Profillenmiş çelik sacları oluşturan düzlemsel parçaların genellikle genişlik/et kalınlığı oranları büyüktür. Eğilme momenti veya basınç etkisi altında olan bu düzlemsel parçalarda basınç gerilmelerinin değeri akma gerilmesine ulaşmadan yerel burkulma meydana gelebilir. Bu çelik sacın dayanım ve rijitliğini azaltır. İnce cidarlı elemanların bu tipinin hesabı için bir yöntem olarak, yönetmelikler "etkili genişlik" kavramını kullanırlar. Basınç başlığının etkili genişliği, en kesitin tarafsız ekseninin yerine ve başlıktaki maksimum gerilmeye bağlıdır. Bu süreçte, profillenmiş çelik sac enkesit karakteristikleri ince cidarlı çelik elemanlar ile ilgili boyutlandırma kurallarına göre ele alınarak gerekli kontroller yapılmalıdır.

2.5.1.1 İnşaat Sürecinde Göz Önüne Alınacak Yükler

Profillenmiş çelik sacın kalıp olarak kullanıldığı bu süreçte, sacın emniyetinin ve kullanılabilirliğinin kontrolü gereklidir. Eğer geçici ara destekler kullanılmış ise etkileri bu süreçte hesaba katılmalıdır. Profillenmiş çelik sacın tasarımında aşağıdaki yükler göz önüne alınmalıdır.

- Çelik sacın kendi ağırlığı,
- Islak beton ağırlığı,
- Göllenme etkisi (çelik sacın sehiminden dolayı beton derinliğinin artması),
- İnşaat sırasındaki yükler,
- Geçici depolama yükleri.

İşçilerin ağırlığı veya beton dökümü sırasında olası herhangi bir yükün dahil edildiği yapım sürecindeki hareketli yük değeri olarak, maksimum eğilme momenti ve kayma kuvveti oluşturacak şekilde, açıklık ortasında ve mesnetler üzerinde, 3mx3m'lik alanda $1,5 \text{ kN/m}^2$ (eğer açıklık 3m den küçük ise açıklıkta yayılı olarak) geri kalan alanda ise $0,75 \text{ kN/m}^2$ alınması Eurocode 4'de önerilmektedir (Şekil 2.13).



Şekil 2.13 Profillenmiş çelik sacda konstrüksiyon yükleri. (a) $1,5 \text{ kN/m}^2$, (b) $0,75 \text{ kN/m}^2$, (c) öz ağırlık

Kendi ağırlığı ve ıslak beton ağırlığı altında çelik sacın sehim,

$$\delta < L/250 \text{ ve } 20 \text{ mm} \quad (2.10)$$

ise, göllenme etkisiyle oluşacak yük ihmal edilebilir. Eğer bu sınır değerlerden herhangi biri aşılyorsa, göllenme etkisi $0,7\delta$ kalınlığına eşit beton ağırlığı mevcut beton ağırlığına ilave edilerek hesaba katılmalıdır.

2.5.1.2 İnşaat Sürecinde Tasarım

Kompozit döşemeyi oluşturan profillenmiş çelik sac, inşaat sürecinde göz önüne alınan yükler altında, taşıma ve kullanma sınır durumları için gerekli güvenliği sağlamalıdır. Çoğu çelik sac üreticileri geçici ara destek sayısı ve statik sisteme, açıklığa, beton derinliğine, çelik sacın tipine bağlı olarak üniform yayılı yükleri tasarım değerlerini veren tablolar hazırlamaktadırlar.

Genellikle, çelik sacın seçimi ve tasarımı, çelik sac üreticileri tarafından yönetmeliklerde esasları verilen deneyler sonucu belirlenmiş bu tablolar kullanılarak kompozit tasarım ile birlikte yürütülür. Bu şekilde tasarım oldukça basittir, fakat tasarım tablolarının hazırlanmasında kabul edilen yükler, genellikle en elverişsiz durum için üniform yayılı konstrüksiyon yükleri ve kendi ağırlıklarıdır. Depolama yükleri gibi özel yükler göz önüne alınmaz. Dolayısıyla özel durumlarda profillenmiş çelik sacda ilave kontrollerin yapılması gereklidir. Eğer üretici tabloları yetersiz ise, ince cidarlı çelik elemanlarla ilgili yönetmeliklerde verilen kurallara göre kapsamlı tasarım yapılmalıdır.

2.5.1.2.1 Yapısal Analiz. İnce cidarlı çelik sacları oluşturan düzlemsel parçaların genişliklerinin kalıklarına oranı büyük olduğundan, eğilme momenti veya basınç gerilmelerinin etkisi altında oluşan gerilme değeri, akma gerilmesine ulaşmadan önce

bu elemanların yerel burkulma yapabileceği göz önüne alınarak, yönetmeliklerde iç kuvvetler ve momentlerin belirlenmesinde elastik analiz yönteminin kullanılması tavsiye edilmektedir. Çelik sacın sürekli kullanımında, rijitlikteki azalmayı hesaba katarak ve mesnetlerden açıklığa moment dağılımına izin vererek plastik analizi kullanmak mümkündür. Mesnetlerde çelik sacın akmasından dolayı rijitlikteki değişim sehim hesabında da göz önüne alınmalıdır.

2.5.1.2.2 Enkesit Dayanımları. İnce cidarlı eleman en kesitinin tasarım dayanım ve rijitliğinin belirlenmesinde yerel burkulmanın etkisi göz önüne alınmalıdır. Elemanı oluşturan düzlemsel parçaların etkili genişlikleri kullanılarak etkili enkesit özellikleri ile yerel burkulmanın etkisi hesaplara katılmaktadır. b_p düzlem eleman genişliği olmak üzere etkili genişlik;

$$b = \rho b_p \quad (2.11)$$

bağıntısı ile tanımlanmaktadır.

Ara rijitleştiricisiz çift kenarından mesnetli ince cidarlı profillenmiş çelik sac elemanı için azaltma faktörü ρ aşağıda verilen formüller ile hesaplanabilir.

$$\lambda_p = 1,052 (b / t) \sqrt{\{\sigma_{com} / (E k_\sigma)\}} \quad (2.12)$$

olarak λ_p belirlenir.

$$\lambda_p \leq 0,673 \Rightarrow \rho = 1,0 \quad (2.13)$$

$$\lambda_p > 0,673 \Rightarrow \rho = (1,0 - 0,22 / \lambda_p) / \lambda_p \quad (2.14)$$

Formüllerde;

σ_{com} : eksenel basınç gerilmesi, k_σ : gerilme dağılımına bağlı burkulma katsayısı, t : eleman kalınlığıdır.

2.5.1.2.3 Taşıma sınır durumu. Çelik sac statik sisteminin,

- Ara destekli veya desteksiz basit mesnetli
- Geçici ara desteklerin kullanılmasıyla iki veya daha çok açıklıkta sürekli olarak seçilmesi durumunda elastik tasarım, diğer durumlarda (ara desteksiz iki veya daha çok açıklıkta sürekli) plastik tasarım önerilmektedir.

Yük atırma faktörleri ile belirlenmiş tasarım yükleri ve eğer varsa olası göllenme etkisi de göz önüne alınarak yapılacak elastik tasarımda, çelik sacın herhangi bir kesitinde plastik deformasyon ortaya çıkmayacak biçimde aşağıdaki kontroller yapılmalıdır:

- Mesnette ve açıklıkta moment kontrolü

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (2.14)$$

- Kenar ve ara mesnette kesme kuvveti kontrolü

$$R_{Sd} \leq R_{Rd} \quad (2.15)$$

- Eğilme momenti ve kesme kuvveti etkileşim kontrolü

$$\left(\frac{R_{Sd}}{R_{Rd}} \leq 0,25 \right) \text{ ise} \quad (2.16)$$

$$M_{Sd} / M_{Rd} \leq 1 \quad (2.17)$$

$$(0,25 \leq R_{Sd} / R_{Rd} \leq 1) \text{ ise} \quad (2.18)$$

$$\left(M_{Sd} / M_{Rd} \right)^2 + \left(R_{Sd} / R_{Rd} \right)^2 \leq 1,25 \quad (2.19)$$

Bu ifadelerde,

M_{Sd} : Tasarım yüklerinden bulunan açıklık veya mesnet momenti

R_{Sd} : Tasarım yüklerinden bulunan kenar veya ara mesnet tepkisi

M_{Rd} : Açıklık veya mesnette tasarım eğilme momenti dayanımı

R_{Rd} : Kenar veya ara mesnet tasarım kesme kuvveti dayanımıdır.

2.5.1.2.4 Kullanma sınır durumu. Konstrüksiyon yükleri hariç, kendi ağırlığı ve ıslak beton ağırlığı hesaba katılarak ve L mesnet açıklığı olmak üzere inşaat sürecinde çelik sac sehim;

$$\delta_{ser} \leq L/180 \text{ veya } 20 \text{ mm.} \quad (2.20)$$

olarak sınırlandırılmıştır. Bu sınırlar, daha fazla sehim döşemenin dayanımını ve kullanımını bozmuyorsa veya göllenmeden dolayı oluşacak ilave beton ağırlığının, döşemenin ve mesnetlendiği elemanın tasarımında hesaba katılması durumlarında değiştirilebilir.

Eğer kendi ağırlığı ve ıslak beton ağırlığı altında çelik sacın sehim $L/250$ ve 20 mm den daha az ise, çelik sacın tasarımında göllenme etkisi ihmal edilebilir. Eğer bu limitlerden biri aşılyorsa buna izin verilmez. $L/180$ sınırı izin verilen sınır değeri olarak göz önüne alınırken, 20mm sınırı göllenme etkisinin ihmal için maksimum sehim değeri olarak göz önüne alındığından, aynı anlamda olmayan bu iki sınırın ayrı ayrı kontrol edilmesi gerekmektedir. Servis gereksinimleri veya estetik gibi daha özel durumlarda bu sehim sınırları azaltılabilir.

Eğer çelik sac ara desteksiz ve sürekli olarak mesnetlenmiş ise, iç mesnette mesnet reaksiyonunun ve eğilme momentinin karakteristik kombinasyonunun plastik mafsallı oluşturmaması için aşağıdaki kontroller yapılmalıdır:

$$M_{ser} \leq 0,9M_{Rd} \quad (2.21)$$

$$R_{ser} \leq 0,9R_{Rd} \quad (2.22)$$

$$R_{ser} / (0,9R_{Rd}) \leq 0,25 \text{ ise} \quad (2.23)$$

$$M_{ser} / (0,9M_{Rd}) \leq 1 \quad (2.24)$$

$$0,25 \leq \frac{R_{ser}}{0,9R_{Rd}} \leq 1 \text{ ise } \left(\frac{M_{ser}}{0,9M_{Rd}} \right)^2 + \left(\frac{R_{ser}}{0,9R_{Rd}} \right)^2 \leq 1,25 \quad (2.25)$$

Formüllerde,

M_{ser}, R_{ser} : Yük arttırma faktörleri ile arttırılmamış ($\gamma_G = \gamma_Q = 1,0$) konstrüksiyon yüklerinden dolayı eğilme momenti ve mesnet tepkisi

M_{Rd}, R_{Rd} : Kullanma sınır durumu ($\gamma_M = 1,0$) için tasarım eğilme momenti ve mesnet tepkisi dayanımıdır.

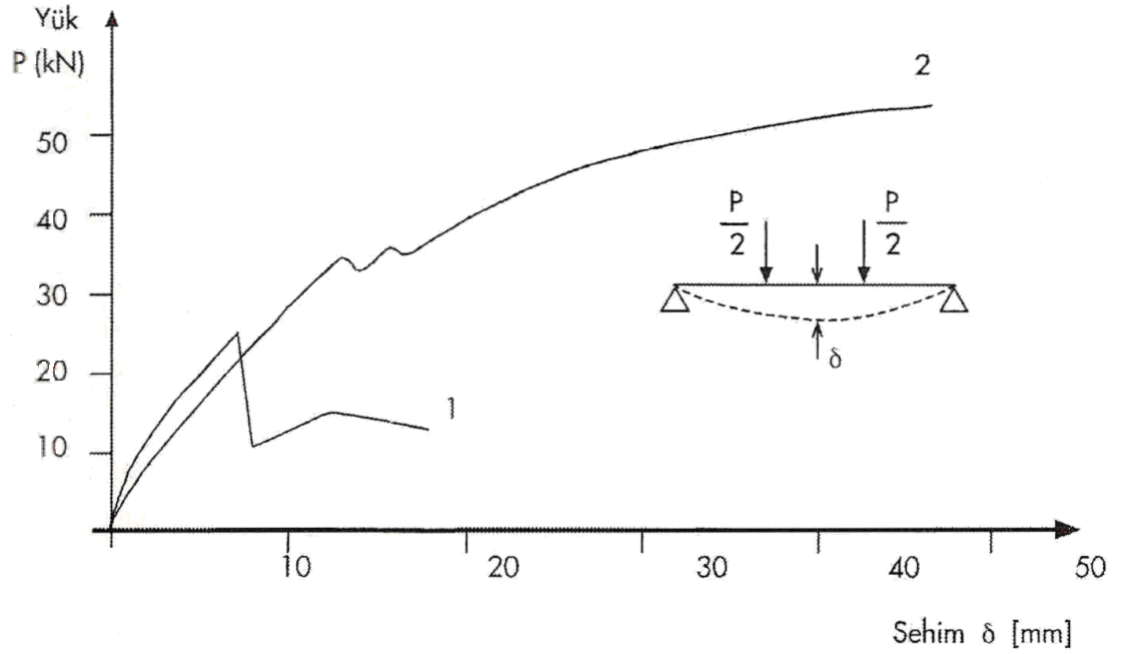
2.5.2 Kompozit Çalışma Sürecinde Davranış

Kayma bağlantı elemanları kullanılarak, profillenmiş çelik sac ile betonun birlikte çalışmasının sağlanmasıyla oluşturulan kompozit döşemelerin davranışı, çelik ve betonun birlikte kullanıldığı kompozit kiriş veya betonarmenin davranışından farklıdır.

Karma bir eleman olan betonarmede, donatı ve betonun birlikte çalışması bu iki malzeme arasındaki bağ kuvvetleri yani aderans ile sağlanır. Kompozit kirişlerde ise, çelik kirişin üst başlığına yerleştirilmiş kayma bağlantılarıyla beton ve çelik kesit

arasındaki kompozit etki sağlanır. Bağlantıların tasarımı kirişin maksimum dayanımına ulaştığı kabulüne dayandırılır ve kayma bağlantılarının sayısı bu dayanıma göre belirlenirse tasarım "tam kayma bağlantılı" olarak isimlendirilir. Eğer kayma bağlantıları bağlantının tam olarak sağlanabilmesi için gerek duyulan sayıdan az ise tasarım "kısmi kayma bağlantılı" olarak tanımlanmaktadır. Bu durumda kirişin taşıma gücü yapım metoduna, kiriş açıklığına, kayma bağlantılarının sayısına ve bağlantıların yük-kayma diyagramının eğimine bağlıdır.

Profillenmiş çelik sac-beton kompozit döşemeler ise bu iki sistemin arasındadır ve her iki sistemin eleman özelliklerine sahiptir. Bir taraftan yüzeyindeki çıkıntılar veya uç ankrajları ile aderansı sağlayan profillenmiş çelik sac betonarmedeki donatıya benzerken, diğer taraftan kompozit kirişteki çelik kirişe benzeyen eğilme rijitliğine sahip bir elemandır. Ayrıca, donatının aksine çelik sac tam olarak betona gömülü olmadığından aynı görevi görmez. Kompozit döşemelerin gerçek davranışının analizini daha karışık hale getiren bu deformasyon davranışı çok sayıda parametreye bağlıdır. Normal yükleme şartlarında, kompozit döşeme boyuna doğrultuda eğilme deformasyonu yapmış çelik sac ile çatlamış betondan oluşan bir eleman gibi davranır. Yükler küçük iken, döşeme çatlamayabilir. Parçalar arasındaki kompozit etki tamdır, beton ve çelik sacdaki gerilmeler ve uzamalar lineerdir. Çekmede betonun çatlaması yapının rijitliğini azaltır ve yüklerin artması çatlamamış duruma göre döşemede daha fazla sehime sebep olur. Beton ve çelik sac arasındaki aderans çatlaklara rağmen kayma kuvveti transferi için yeterlidir. Kompozit döşeme tasarım yükünden daha büyük yüklerle yüklendiğinde, davranışı büyük ölçüde çelik sacın tipine bağlıdır. Elemanlar arasında oluşan kayma gerilmeleri kayma dayanımından daha büyük olduğunda, kompozit döşemelerde bir miktar rölatif kayma ortaya çıkabilir.



Şekil 2.14 Kompozit döşemelerde tipik davranış biçimleri

Kompozit döşemeler sadece çelik sacın tipine değil, yapının boyutlarına da bağlı olan farklı göçme biçimlerine sahiptir. Eğer yük kayma başlangıcına sebep olabilecek yükten daha büyük ise, kullanılan profil tipine bağlı olarak ani göçme ortaya çıkabilir. Bu durumda döşeme davranışı "gevrek davranış" (düktil olmayan) olarak tanımlanmaktadır. Bazı çelik sac tipleri, yük yavaş yavaş arttığında aynı zamanda rölatif kayma çoğalsa da, göçmeden önce büyük sehim yapabilmektedir. Bu durumda davranış "sünek davranış" (düktil) olarak tanımlanmaktadır.

Kompozit döşemenin göçmesi, çelik sac veya betonda dayanımın sona ermesiyle malzeme göçmesi olarak veya beton ve çelik sac arasındaki yüzeyde aderansın yok olmasıyla kayma bağlantısı göçmesi olarak ortaya çıkabilir.

Belirli çelik sac tiplerinin geliştirilmesi için kompozit döşemeler üzerinde yükleme testleri yapılarak davranış tarzı belirlenir. Pratikte profillenmiş çok sayıda çelik sac enkesiti tipi mevcuttur ve Eurocode 4 kompozit döşemede kullanılacak her değişik sac enkesiti için mutlaka deney yapılmasını önermektedir. Profillenmiş çelik sac enkesiti ile teşkil edilmiş kompozit döşemede yer değiştirme kontrollü yükün

dereceli olarak arttırıldığı deneyler yapılarak, Şekil 2.14'e göre iki davranış modundan hangisinin ortaya çıkabileceği belirlenmektedir. Deneylerde eşit aralıklı iki tekil yük ile yüklenmiş basit kiriş kullanılmaktadır (Yorgun, 2003).

2.5.2.1 Gevrek Davranış Biçimi

Profillenmiş çelik sac ve beton yüzeyleri arasındaki aderansın azalmasıyla profillenmiş çelik sac ve beton yüzeyler arasında bir miktar rölatif kayma ve yükte ani bir azalma gözlenir. Kayma kuvvetinin tümü sürtünme ve çelik sac yüzeyindeki çıkıntılarla alındığından, yükteki azalma mekanik yüzey çıkıntılarının kalitesine bağlıdır. Daha sonra, döşemenin ilave deformasyon yapmasıyla yükte önemsiz bir artış görülür. Döşemedeki mekanik bağlantılar beton ve çelik sac arasındaki kenetlenmeyi sağlamaya yeterli olmaz.

2.5.2.2 Sünek Davranış Biçimi

Mekanik bağlantı göçme ortaya çıkıncaya kadar kayma kuvveti transferini sağlar. Göçme, tam kayma bağlantılı tasarımda eğilme dayanımının sona ermesiyle veya tam kayma bağlantılı olmayan tasarımda boyuna kayma dayanımının sona ermesiyle ortaya çıkar. Eğer göçme yükü ilk kaymaya sebep olan yükün % 10'undan daha fazla ise davranış "sünek" olarak sınıflandırılır. İlk uç kaymasına sebep olan yük ise döşemenin herhangi bir ucunda 0,5 mm'den daha büyük uç kaymasına sebep olan yük olarak tanımlanır. Aksi takdirde davranış "gevrek" (sünek olmayan) davranış olarak sınıflandırılır.

Uç ankrajları beton döşeme ve çelik sac arasındaki boyuna kaymayı sınırlamak ve döşemenin boyuna doğrultuda kayma dayanımını arttırmak için kullanılmaktadır. Buna çelik sac ve beton arasındaki mekanik kenetlenme yeterli olmadığında gerek

duyulur. Uç ankrajları için tipik olarak çelik saca doğrudan kaynaklanan başlıklı saplamalar veya korniyer parçalar kullanılır (Yorgun, 2003).

2.5.2.3 Kompozit Çalışma Sürecinde Göz Önüne Alınacak Yükler

Kompozit çalışma sürecinde,

- Döşeme ağırlığı
- Sıva ve kaplama ağırlığı
- Hareketli yük

değerleri belirlenerek hesap yapılır. Çelik sacın yalnız başına kalıp olarak çalıştığı inşaat sürecinde, geçici ara mesnetler kullanılmış ise kompozit çalışma sürecindeki tasarım hesaplarında bu mesnetler göz önüne alınmaz.

2.5.2.4 Kompozit Çalışma Sürecinde Tasarım

Kompozit çalışma sürecinde, kullanma ve taşıma sınır durumları için gerekli koşulları sağlayan çelik sac en kesitinin, betonun ve donatının belirlenmesi çelik sac üreticilerinin hazırladıkları tablolar kullanılarak yapılabilmektedir. Eğer üretici tabloları yeterli değilse veya yoksa kapsamlı kompozit döşeme tasarımı yapılmalıdır.

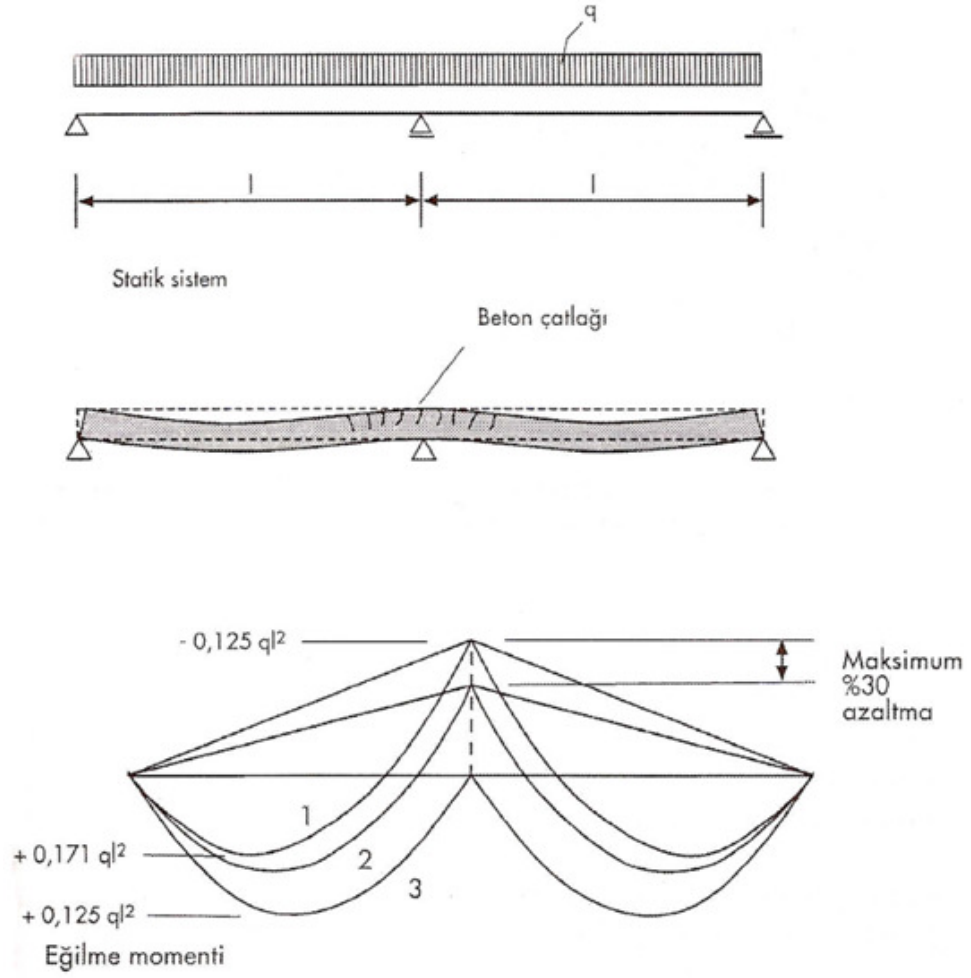
2.5.2.5 Yapısal Analiz

Elastik, elasto-plastik veya plastik analizler taşıma sınır durumu kontrolünde kompozit döşemedeki iç momentler ve kesme kuvvetlerini bulmak için kullanılabilir. Çoğu durumlarda, döşeme statik sistemi birkaç açıklıkta sürekli mesnetli seçilerek, birim genişlikteki döşeme en kesiti için elastik analiz yapılır (Şekil 2.15-1 eğrisi).

Bu hesapta betonun çatlamadığı kabul edilerek çatlamamış kesit atalet momenti kullanılır. Betondaki çatlakları ise birkaç yol ile hesaba katmak mümkündür:

Çatlamamış enkesit rijitliği kullanılırsa, negatif moment bölgesindeki beton çatladığında, kesitin çatlamamış olduğu açıklıkta, pozitif moment bölgesinin daha fazla moment taşıyabileceği kabulü yapılır. Bunun için bulunan mesnet momentleri %30 azaltılırken, açıklık momentleri %30 arttırılarak bu momentlere göre tasarım yapılır (Şekil 2.15-2 eğrisi).

Mesnetler üzerindeki donatı ihmal edilerek, döşeme basit mesnetli kiriş serileri olarak göz önüne alınır (Şekil 2.15-3 eğrisi). Kullanma kontrolleri için mesnetlere daima minimum donatı yerleştirilmelidir. Donatı hesaba katılarak döşeme değişken atalet momentli bir kiriş gibi ele alınıp çatlamış kesit atalet momenti kullanılarak hesap yapılır.

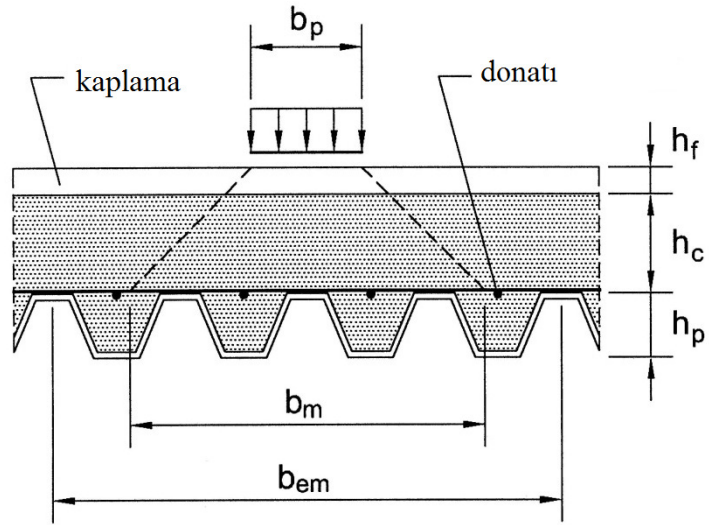


Şekil 2.15 Sürekli mesnetli döşeme analizi

Elasto-plastik analizde mafsallarda dönmeler kontrol edilmeli ve gerekli olan dönmeleri elde etmek için en basit yol olarak negatif momentler bölgesine donatı eklenmelidir. Akma gerilmesi 350 ila 450 N/mm^2 arasında olan donatı kullanılması tavsiye edilmektedir.

2.5.2.6 Etkili Döşeme Genişliği

Kompozit döşemenin dayanım hesapları üniform yayılı yükler için birim genişlikte yapılmaktadır. Tekil ve/veya çizgisel yük durumlarında ise hesaplarda etkili döşeme genişliği kullanılmaktadır.



Şekil 2.16 Tekil yükün yayılışı

Tekil yük veya döşemenin açıklığına paralel çizgisel yük durumunda, etkili döşeme genişliğini belirlemek için aşağıdaki formül ile hesaplanan değer kullanılır:

$$b_m = b_p + 2(h_c + h_f) \quad (2.26)$$

Burada,

h_c : Çelik sac üstündeki beton döşeme kalınlığı

h_f : Eğer varsa beton üstündeki sıva ve kaplama kalınlıklarıdır.

Yapısal analiz ve dayanım hesabı için göz önüne alınacak etkili döşeme genişliği aşağıdaki bağıntılardan hesaplanabilir:

Eğilme ve boyuna kayma için:

- Sürekli döşemelerin kenar açıklıkları ve basit açıklıklı döşemeler için:

$$b_{em} = b_m + 2L_p \left[1 - \left(L_p / L \right) \right] \leq \text{döşeme genişliği} \quad (2.27)$$

- Sürekli döşemelerin iç açıklıkları için:

$$b_{em} = b_m + 1,33L_p \left[1 - (L_p / L) \right] \leq \text{döşeme genişliği} \quad (2.28)$$

Kesme kuvveti için:

$$b_{ev} = b_m + L_p \left[1 - (L_p / L) \right] \leq \text{döşeme genişliği} \quad (2.29)$$

Formüllerde,

L_p : yükün en yakın mesnete uzaklığı

L : açıklıktır.

Döşemenin enine doğrultuda homojen olarak çalışmasını sağlamak için tüm yükleme durumlarında gerekli minimum enine donatı yerleştirilmelidir. Tekil veya çizgisel yük durumunda hesapla bulunacak gerekli enine donatı etkili döşeme genişliği belirlenerek yerleştirilir.

Genelde,

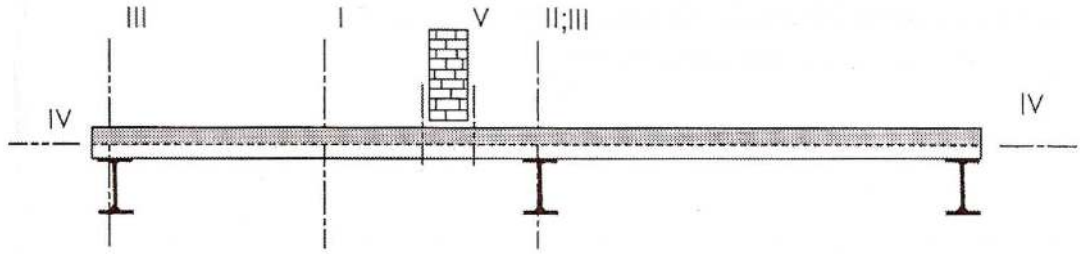
- Tekil yükler $\leq 7,5 \text{ kN}$
- Tekil çizgisel yükler $\leq 5 \text{ kN/m}$

sınırlarını aştığında minimum donatı (% 0,2) yeterli olmaktadır.

2.5.2.7 Taşıma Sınır Durumu

Profillenmiş çelik sac-beton kompozit döşeme plaklarının taşıma gücünün belirlenmesinde tasarım formülleri beklenen göçme biçimleri üzerine kurulmuştur. Beton sertleşip yeterli mukavemeti kazandığında, yani kompozit çalışma

gerçekleştğinde, Şekil 2.17’de görülen kesitlerde göçme ortaya çıkabilir. Kritik kesitlerde ortaya çıkabilecek göçme biçimlerinden herhangi biriyle taşıma sınır durumlarına ulaşılmaması için kompozit döşemenin dayanımı yeterli olmalıdır.



Şekil 2.17 Taşıma sınır durumunda kritik kesitler

Eğilme dayanımı (I ve II kesitlerinde göçme) : Eğilme göçmesi halidir ve tasarım eğilme dayanımına çelik sac ve beton arasındaki bağlantı tam olarak sağlanmış yani kayma tam olarak önlenmiş ise ulaşılabilir.

Kesme dayanımı (III kesitinde göçme) : Kesme kuvvetine dayanım kapasitesinin aşılması özel hallerde, örneğin, büyük tekil kuvvetler etkisindeki kısa açıklıklı derin döşemelerde ortaya çıkar. Tekil yükten dolayı zımbalama dayanımı ayrıca kontrol edilmelidir.

Boyuna kayma dayanımı (IV kesitinde göçme) : Döşemenin taşıyabileceği maksimum yük kayma bağlantısının dayanımı ile belirlenmektedir. Eğer çelik sac ile beton arasındaki bağlantı yeterli değilse, kompozit döşemede taşıma gücü moment dayanımına, yani I kesitinde eğilme dayanımına ulaşamaz. Bu durumda bağlantı "kısmi kayma bağlantısı" olarak tarif edilmektedir. Beton döşeme ve çelik sac arasındaki boyuna kayma dayanımının kontrolü için iki tasarım metodu kullanılabilir. Bunlar m&k tasarım metodu ve τ tasarım metotlarıdır.

2.5.2.7.1 *Eğilme Dayanımı ve Kontrolü.* Enkesit tasarım plastik eğilme dayanımı $M_{p,Rd}$, pozitif ve negatif moment bölgelerinin her ikisinde hem beton hem de profillenmiş çelik sac için dikdörtgen gerilme diyagramları kabulü ile hesaplanmaktadır.

a) Pozitif moment bölgesi: Genellikle sık karşılaşılan $h_p \leq 60\text{mm}$ derinliğinde çelik sac ve $h_c = 50\text{mm}$ minimum kalınlıklı beton kullanıldığında pozitif moment altında kompozit döşemenin plastik tarafsız eksen çelik sac en kesitinin üstündeki beton bloğun içindedir. Daha derin çelik saclarda ise tarafsız eksen çelik sac derinliği içinde kalır. Kompozit döşeme en kesiti için;

$$\frac{A_p f_{yp}}{\gamma_p} \leq \frac{b \cdot 0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.30)$$

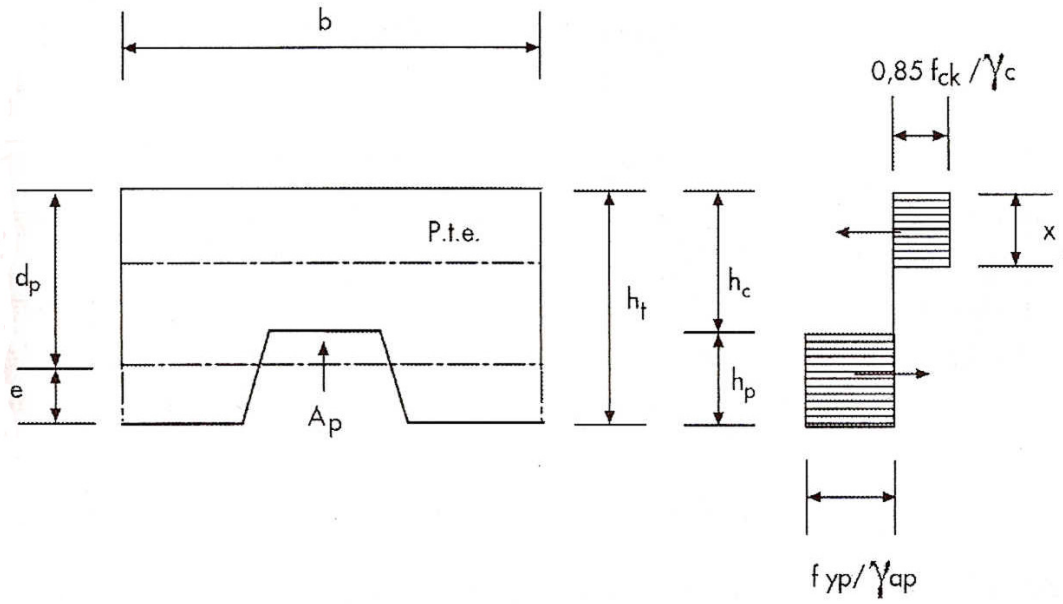
ise tarafsız eksen beton bloğun içindedir ve çelik sacın taşıyabileceği eğilmenin çekme bileşeni;

$$N_{cf} = A_p f_{yp} / \gamma_{ap} \quad (2.31)$$

olmak üzere, beton gerilme bloğunun derinliği;

$$x = \frac{N_{cf}}{b \cdot 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c} \quad (2.32)$$

olarak hesaplanır.



Şekil 2.18 Pozitif moment bölgesinde plastik tarafsız eksen çelik sac üstündeki beton blok içinde ise gerilme dağılımı

$x < h_c$ olan bu durumda Şekil 2.18'de görülen gerilme dağılımı kabulü göz önüne alınarak kompozit döşemenin enkesit eğilme dağılımı,

$$M_{p,Rd}^+ = N_{cf} (d_p - 0,5x) \quad (2.33)$$

ile belirlenir.

Formüllerde,

A_p : çelik sacın çelmede enkesit alanı (gerekli ise azaltma yapılmış)

f_{yp} : çelik sacın akma dayanımı

γ_{ap} : çelik sac için malzeme güvenlik katsayısı

d_p : etkili çelik sac alanı tarafsız ekseninin döşeme üst kotuna uzaklığı

f_{ck} : betonun karakteristik basınç dayanımı

γ_c : beton için malzeme güvenlik katsayısı.

Eğer kompozit döşemenin tarafsız eksenini çok karşılaşılan bir durum olmayan, Şekil 2.19’da görüldüğü gibi çelik sac en kesiti içinde ise enkesit dayanımı olukların içindeki beton katkısı ihmal edilerek biraz daha karışık ifade ile hesaplanabilir. Betonun taşıyabileceği basınç kuvveti,

$$N_c = h_c b (0,85 f_{ck} / \gamma_c) \quad (2.34)$$

Momentin çekme ve basınç bileşenleri arasındaki uzaklık,

$$z = h_t - 0,5 h_c - e_p + (e_p - e) \frac{N_c}{A_p f_{yp} / \gamma_{ap}} \quad (2.35)$$

ve çelik sacın azaltılmış plastik moment taşıma gücü,

$$M_{pr,Rd} = 1,25 M_{p,ap} \left(1 - \frac{N_c}{A_p f_{yp} / \gamma_{ap}} \right) \leq M_{p,ap} \quad (2.36)$$

olmak üzere, kesitin moment dayanımı,

$$M_{p,Rd}^+ = N_c z + M_{pr,Rd} \quad (2.37)$$

ifadesiyle hesaplanır.

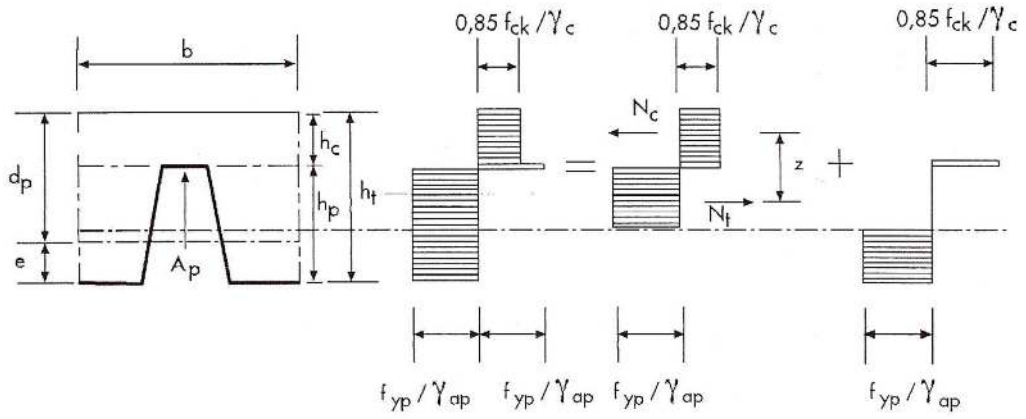
Burada,

$M_{p,ap}$: etkili çelik sac en kesitinin plastik moment kapasitesi

h_t : toplam döşeme derinliği

e : çelik sac tarafsız ekseninin çelik sacın alt kenarına uzaklığı

e_p : plastik tarafsız eksenin çelik sac alt kenarına uzaklığıdır.



Şekil 2.19 Pozitif moment bölgesinde plastik tarafsız eksen çelik sac içinde ise gerilme dağılımı

Pozitif moment bölgesinde, plastik tarafsız eksenin konumuna göre, kompozit kesitin tasarım eğilme dayanımı belirlendikten sonra, maksimum pozitif moment kesitinde aşağıda verilen kontrol yapılır:

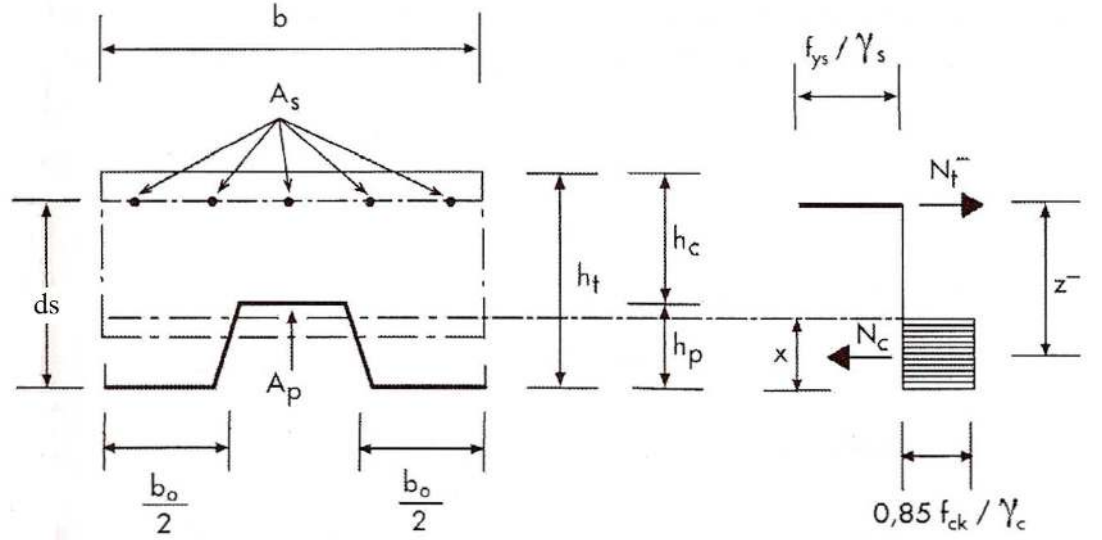
$$M_{Sd}^+ \leq M_{p,Rd}^+ \quad (2.38)$$

Burada,

M_{Sd}^+ : tasarım eğilme momenti değeri

$M_{p,Rd}^+$: tasarım pozitif eğilme dayanımıdır.

- a) Negatif Moment Bölgesi: Sürekli mesnetlenmiş kompozit döşemelerde mesnette çelik sacın katkısı hesap olaylığı için ihmal edilebilir. Taşıma sınır durumunda, tasarım için kesit ve kabul edilen gerilme dağılımı Şekil 2.20'de görülmektedir.



Şekil 2.20 Negatif moment bölgesinde gerilme dağılımı

Tasarım negatif eğilme dayanımı mesnette donatının akmasıyla verilmektedir:

$$M_{p,Rd}^- = A_s f_{ys} z^- / \gamma_s \quad (2.39)$$

Burada,

A_s : donatı alanı

f_{ys} : donatının akma dayanımı

γ_s : donatı için malzeme güvenlik katsayısı

z^- : N_c^- ve N_t^- iç kuvvetleri için moment kolu olmak üzere, bu kuvvetler arasındaki denge şartından belirlenir:

$$N_c^- = b_c \cdot x \cdot 0,85f_{ck} / \gamma_c = A_s f_{ys} / \gamma_s = N_t^- \quad (2.40)$$

$$x = \frac{A_s f_{ys} / \gamma_s}{b_c \cdot 0,85f_{ck} / \gamma_c} \quad (2.41)$$

$$z^- = d_s - x / 2 \quad (2.42)$$

Burada,

b_c : basınçta beton genişliği (basitlik için 1m deki beton oluklarının ortalama genişliği alınabilir, $b_c = \sum b_0$)

d_s : donatının çelik sac alt kenarına uzaklığıdır.

Negatif moment bölgesinde kompozit kesitin tasarım eğilme dayanımı belirlendikten sonra, mesnet kesitinde aşağıda verilen kontrol yapılır:

$$M_{Sd}^- \leq M_{p,Rd}^- \quad (2.43)$$

Burada,

M_{Sd}^- : tasarım eğilme momenti değeri

$M_{p,Rd}^-$: tasarım negatif eğilme momenti dayanımıdır.

2.5.2.7.2 Kesme ve Zımbalama Dayanımı ve Kontroller. Kesme ve zımbalama dayanımının belirlenmesinde genellikle çelik sac ihmal edilerek sadece beton katkısı göz önüne alınır. Tasarım kesme dayanımı, aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır. Birim genişlik için bu değer oluk sayısı ile çarpılır:

$$V_{v,Rd} = b_0 d \tau_c \quad (2.44)$$

Burada,

$$\tau_c = \tau_{Rd} k_1 k_2 \quad (2.45)$$

ile hesaplanan kompozit döşemenin yaklaşık sınır kayma gerilmesidir.

$$k_1 = (1,6 - d) \geq 1,0 \quad (2.46)$$

$$k_1 = 1,2 + 40 \quad (2.47)$$

olarak hesaplanan faktörlerdir. k_1 faktörü, döşeme kalınlığının artması durumunda beton döşemenin kayma dayanımını azaltır. Kompozit döşemeler için bu faktör 1,3 ve 1,5 arasındadır ve hesapta d'nin birimi metre olarak alınır.

$$\rho = A / b_c d \leq 0,02 \quad (2.48)$$

olarak hesaplanan donatı veya çelik sac oranının yüzdesinin artması halinde ise beton döşemenin kayma dayanımı çoğalır. Burada,

$A = A_p$: pozitif moment bölgesindeki çelik sac alanı

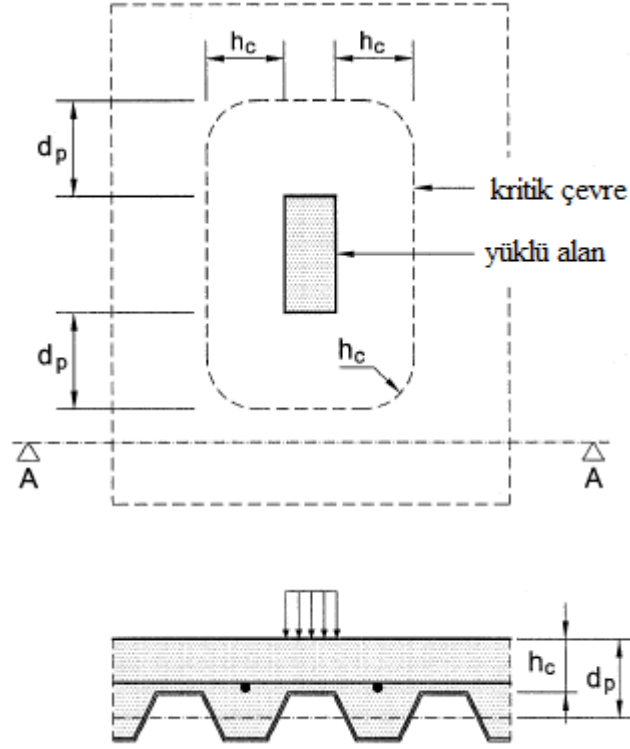
$A = A_s$: negatif moment bölgesindeki donatı alanı

$d = d_p$: pozitif eğilme bölgesinde etkili çelik sac alanının tarafsız ekseninin döşeme üstüne uzaklığı

b_c : birim genişlikte içi beton dolu olukların ortalama genişliği

$$\tau_{Rd} : 0,25f_{ctk} / \gamma_c \quad (2.49)$$

ile hesaplanabilecek olan donatısız betonun kayma dayanımıdır.



A-A kesiti

Şekil 2.21 Tekil yük etkisi için kritik çevre

Tekil yük etkisindeki kompozit döşemenin zımbalama kesme kuvveti dayanımı, $V_{p,Rd}$ ise aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

$$V_{p,Rd} = C_p h_c \tau_c \quad (2.50)$$

Burada,

h_c : çelik sac oluklarının üstündeki beton kalınlığı

C_p : Şekil 2.21’de görülen kritik çevredir.

Kompozit döşemenin kesme kuvveti dayanımının kontrolü nadiren kritiktir, fakat büyük yükler etkisi altında olan derin döşemelerde etkin olabilir. Eğilme momentinin sıfır olduğu kenar mesnetlerde veya orta mesnetlerde kritik olabilir, moment ve kesme kuvvetinin birlikte bulunması halinde arada etkileşim olmadığı kabul edilmektedir. Kontrol,

$$V_{Sd} \leq V_{v,Rd} \quad (2.51)$$

ile gösterilebilir.

Burada,

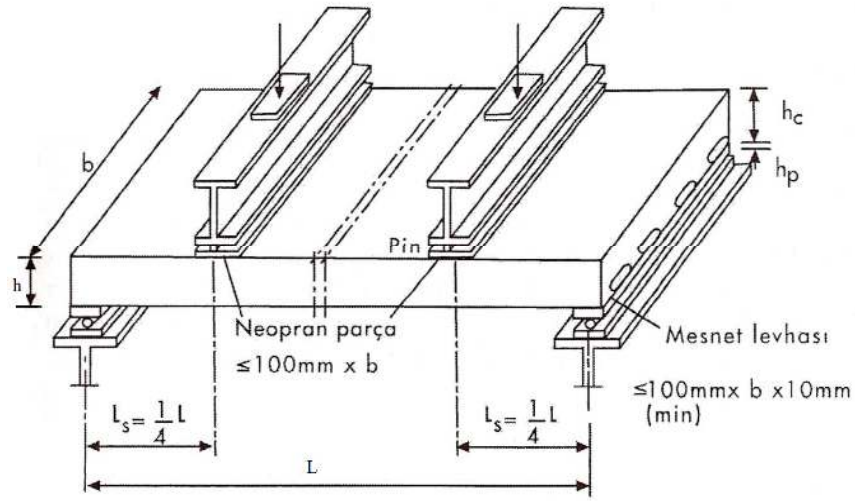
V_{Sd} : tasarım kesme kuvveti

$V_{v,Rd}$: tasarım kesme kuvveti dayanımıdır.

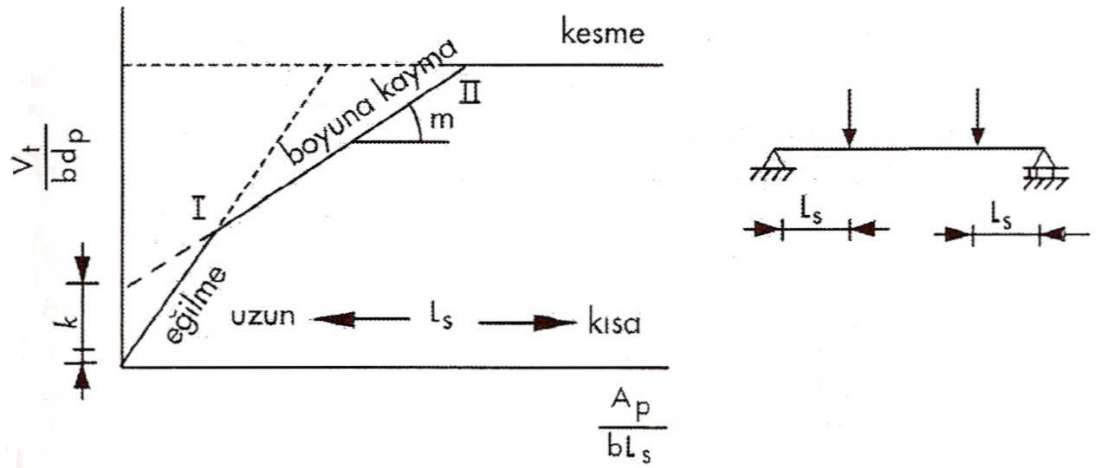
2.5.2.7.3 Boyuna Kayma Dayanımı Kontrolü. Boyuna kayma dayanımı, çelik sac yüzeyinde oluşturulan çıkıntılara, ilave donatı veya açıklık uçlarına yerleştirilen bağlantı araçlarına veya çelik sac ve beton arasındaki doğal aderansa bağlıdır. Bu bağlantıların dayanımı sadece testlerle belirlenebilmektedir ve bu dayanımlara bağlı olan kompozit döşemenin boyuna kayma göçmesi dayanımını hesaplamak için iki tasarım metodu kullanılabilir. Her iki yöntemde de Şekil 2.22’de görülen test düzeneği ile gerçek ölçekli kompozit döşeme testleri yapılarak, m ve k faktörlerinin ya da $\tau_{u,Rd}$ tasarım kayma dayanımının belirlenmesi gerekir.

Testlerde ortaya çıkabilecek mümkün göçme biçimleri Şekil 2.23’de görülmektedir, fakat bu testlerin amacı boyuna kayma dayanımını belirlemek olduğundan sonuçların I-II bölgesinde toplanması istenir. Boyuna kayma göçmesinin tipik işareti çelik sac ve beton arasında test numunesinin uçlarında ortaya çıkan uç kaymasıdır.

m , k faktörleri ve $\tau_{u,Rd}$ tasarım kayma dayanımı simetrik çizgisel iki tekil yükle yüklenmiş basit açıklıklı en az 6 adet gerçek ölçekli döşeme üzerinde yapılan deneylerden elde edilmektedir. Sadece göçmenin boyuna kayma ile ortaya çıktığı genellikle iki grup test yapılmaktadır. Gruplardan biri kısa kayma açıklığına sahip üç adet, diğeri ise uzun kayma açıklığına sahip üç adet benzer kompozit döşeme testinden oluşur. Her bir grup için karakteristik değer, bulunan minimum değer $\%10$ azaltılmasıyla elde edilen değer olarak tanımlanmaktadır.



Şekil 2.22 Kompozit döşemelerde test düzeneği



Şekil 2.23 Göçme biçimleri

Bu kontrol döşemede aderans göçmesi olup olmayacağını gösterir. Eğer boyuna kayma (aderans) göçmesi ihtimali varsa I kesitindeki eğilme dayanımına ulaşılmayabilir.

a) m & k yöntemi

Yukarıda açıklanan gerçek ölçekli kompozit döşeme testlerine dayanan bu yöntemde, tasarım bağıntısı için deneylerden elde edilen karakteristik değerlerle çizilen doğrular kullanılmaktadır. Test sonuçlarından elde edilen m ve k faktörleri arasındaki ilişki Şekil 2.24’de görülmektedir. Bu faktörlerin beton dayanımının etkisi olmaksızın belirlendiği ayrıca kontrol edilmelidir. Döşemenin b genişliği için maksimum tasarım dik kesme kuvveti dayanımı $V_{l,Rd}$ aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır:

$$V_{l,Rd} = bd_p \left[\left(m A_p / b L_s \right) + k \right] / \gamma_{vs} \quad (2.52)$$

Formülde,

m ve k : deneysel olarak belirlenmiş faktörler

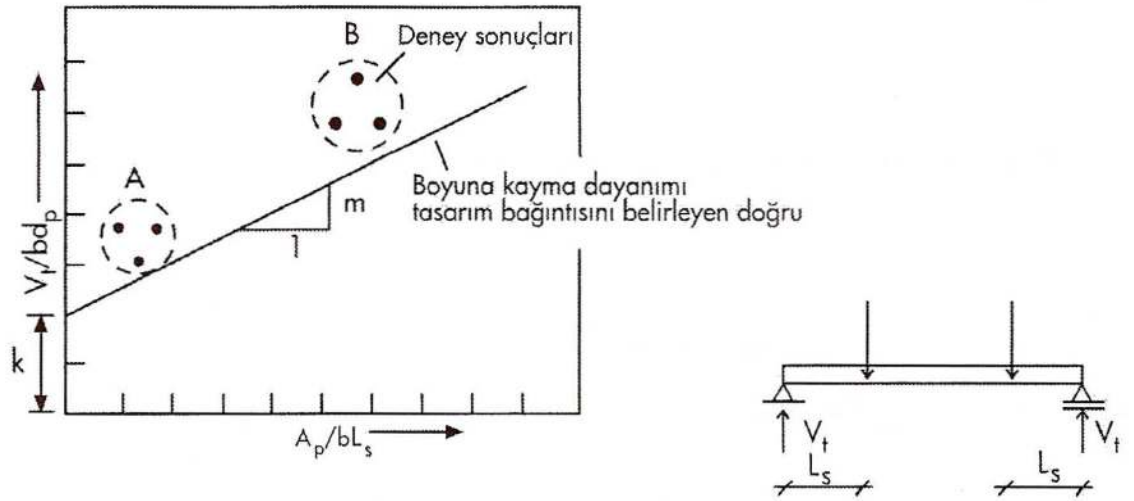
A_p : çelik sac enkesit alanı, (mm²)

L_s : kayma açıklığı (üniform yayılı yük için L/4),(mm)

b : döşeme genişliği, (mm)

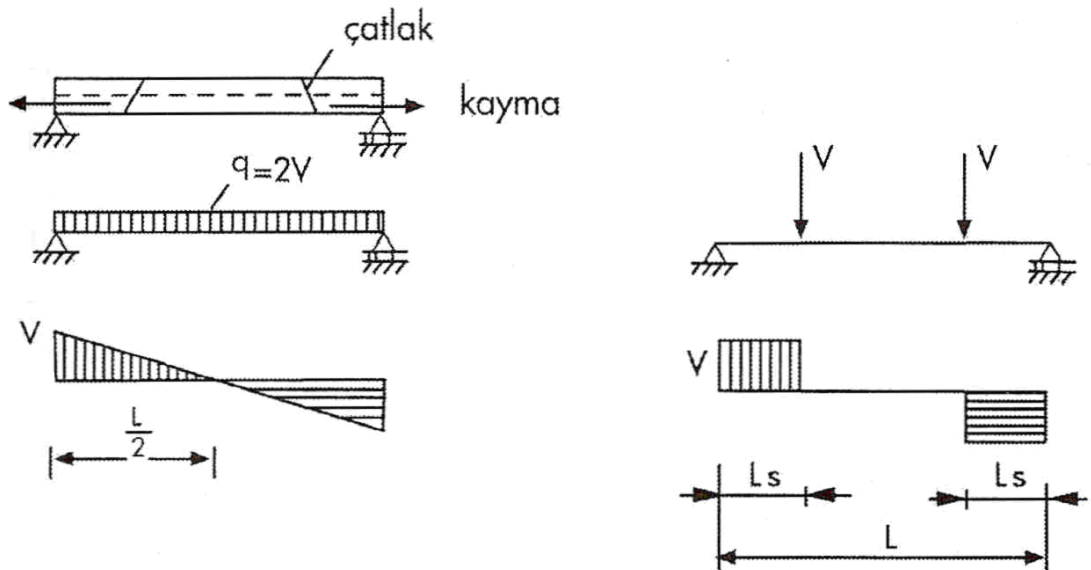
γ_{vs} : genellikle 1,25 olarak alınan katsayı

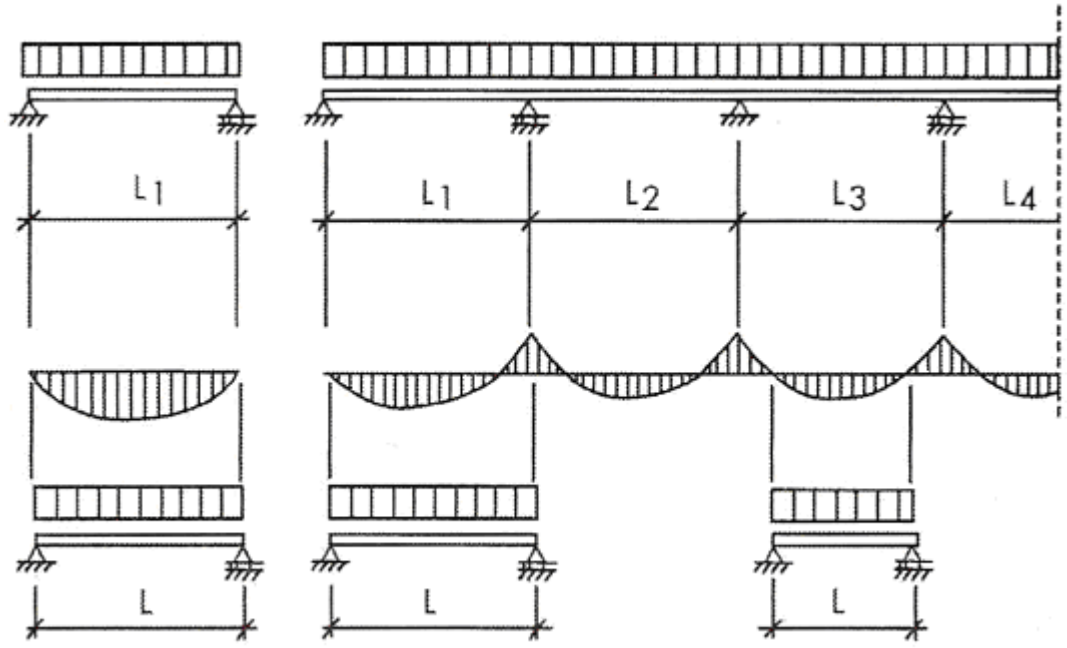
d_p : çelik sac etkili alanının tarafsız ekseninin döşeme üstüne uzaklığı, (mm)



Şekil 2.24 m & k metodu testlerinin değerlendirilmesi

L_s kayma açıklığı, üniform yayılı yüklü basit açıklık için $L/4$ ve eşit simetrik iki tekil yük için ise yükün en yakın mesnete olan uzaklığı olarak alınmalıdır. Kompozit döşemenin sürekli mesnetli olarak tasarlanması halinde kayma dayanımının belirlenmesinde iç açıklıklarda moment büküm noktaları arasındaki basit açıklığın kullanılmasına izin verilmektedir. Fakat kenar açıklıklarda açıklığın tümü kullanılmalıdır. Boyuna kayma dayanımının belirlenmesinde yükleme durumlarına ve statik sisteme bağlı olarak göz önüne alınacak kayma açıklıkları Şekil 2.25’de görülmektedir.





Şekil 2.25 Kayma açıklığının belirlenmesi

Yukarıda açıklanan yarı ampirik *m&k yöntemi* kullanılması halinde,

$$V_{Sd} \leq V_{l,Rd} \quad (2.53)$$

ile boyuna kayma dayanımının kontrolü yapılır.

Burada,

V_{Sd} : tasarım kesme kuvveti

$V_{l,Rd}$: tasarım kayma dayanımıdır.

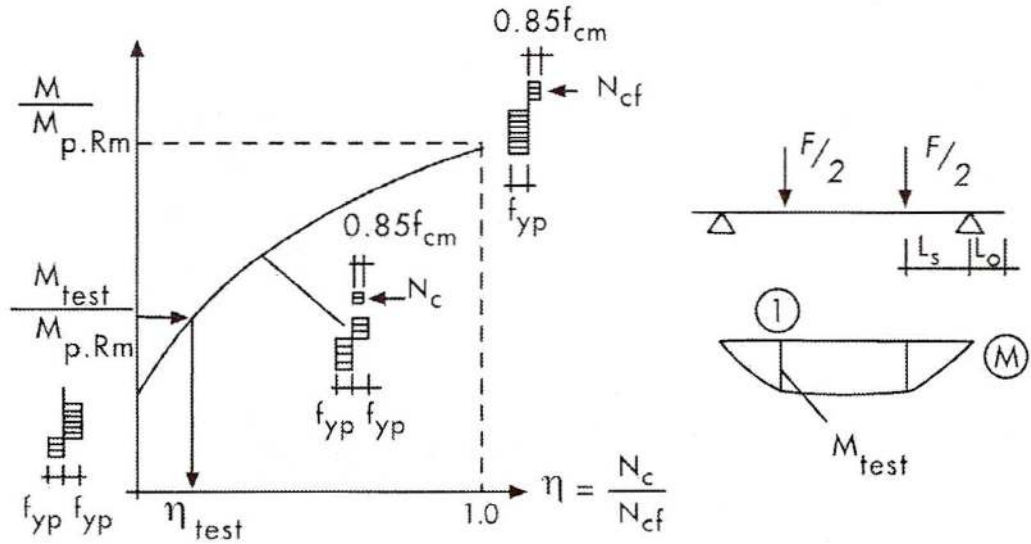
b) τ yöntemi (kısmi kayma bağlantısı yöntemi)

Sünek kompozit döşemelerde kullanılan bu yöntemde, boyuna tasarım kayma dayanımı, $\tau_{u,Rd}$ döşeme testleri ile belirlenir. Her bir test elemanında kayma

bağlantısı derecesini belirlemek için, çelik sac ve betonun deneylerle belirlenen dayanımları ve ölçülen boyutları kullanılarak elde edilen kısmi etkileşim diyagramı Şekil 2.26’da görülmektedir.

$$M = MN_c z + M_{pr,Rd} \quad (2.54)$$

$$z = h_t - 0,5x - e_p + (e_p - e) \frac{N_c}{A_p f_{yp} / \gamma_{ap}} \quad (2.55)$$



Şekil 2.26 Kayma bağlantısı derecesinin belirlenmesi

$$x = \frac{N_c}{b \cdot 0,85f_{cm}} \leq h_c \quad (2.56)$$

ifadeleri ile betonun taşıyabileceği aksenal basınç kuvvetine karşı gelen moment değeri M hesaplanır. Yukarıdaki ifadelerde,

N_c : betondaki aksenal kuvvettir ve değeri, sıfır (eğer etkileşim yoksa) ve N_{cf} (tam etkileşim varsa) değerleri arasında değişebilir. $M_{p,Rm}$ etkileşim derecesine bağlı olarak hesaplanacaktır.

h_t : toplam döşeme derinliği

e_p : etkili çelik sac alanının plastik tarafsız ekseninin sac alt kenarına uzaklığı

e : etkili çelik sac alanının tarafsız ekseninin çelik sac alt kenarına uzaklığı

f_{cm} : betonun ortalama basınç dayanımı

h_c : çelik sac üzerindeki beton derinliği

$M_{p,Rd}$: etkili çelik sac en kesitinin plastik moment dayanımıdır.

Maksimum eğilme momenti M_{test} tekil yük alındaki (1) kritik kesitinde deneylerden elde edilen değerdir. Eğer tam kayma bağlantısı mevcut değil ise, yani $\eta < 1,0$ tam eğilme dayanımı $M_{p,Rd}$ değerine ulaşamaz ve sadece azaltılmış moment değerine ulaşılabilir. Çelik sac ve beton ara yüzeyinde boyuna kayma dayanımı aşağıdaki gibi hesaplanabilir:

$$\tau_u = \frac{\eta N_{cf}}{b(L_s + L_0)} \quad (2.57)$$

Formülde,

η : kayma bağlantısı derecesi

N_{cf} : tam etkileşim sağlandığında (tam kayma bağlantısı) basınç kuvveti

b : döşeme genişliği

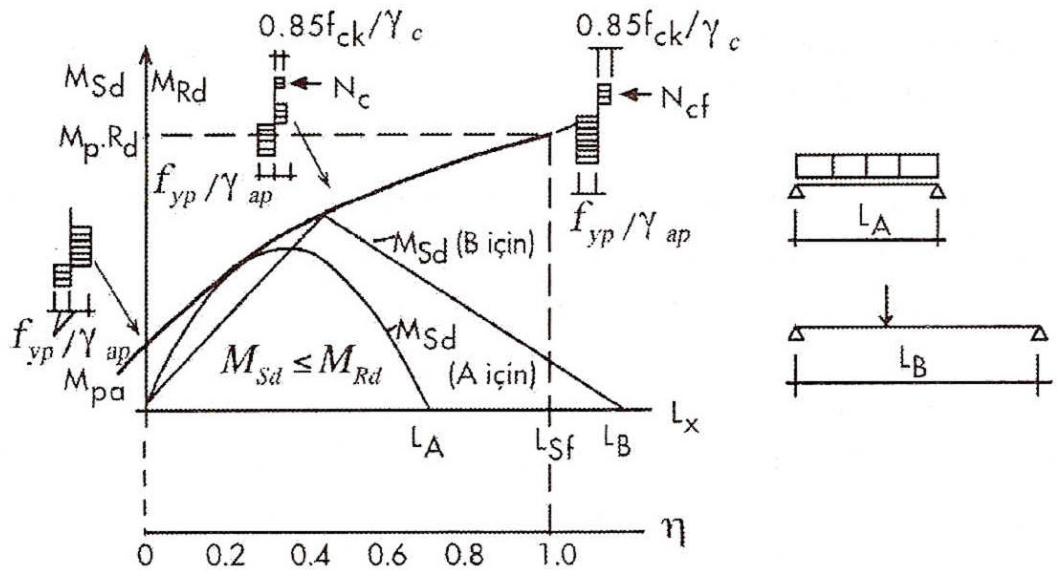
L_s : kayma açıklığıdır.

Her bir test serisinin sonunda elde edilen minimum τ_u değerlerinin %10 azaltılmasıyla karakteristik kayma dayanımı $\tau_{u,Rk}$ değeri belirlenir. $\tau_{u,Rd}$ tasarım kayma dayanımı ise $\gamma_v = 1,25$ ile oranlanmış karakteristik değerdir.

Tasarım malzeme özellikleri ve kesit geometrik özellikleriyle hesaplanmış değerlerle çizilen tasarım kısmi etkileşim diyagramı döşemenin mesnetten L_x uzaklığına karşı gelen enkesitinde M_{Rd} eğilme moment dayanımı gösterir. Tam kayma bağlantısı tasarımı ulaşılabilen $(\eta=1,0)$ L_{sf} uzunluğu,

$$L_{sf} = \frac{N_{cf}}{b\tau_{u,Rd}} \quad (2.58)$$

ile belirlenir.



Şekil 2.27 τ metodunda boyuna kayma dayanımı kontrolü

Boyuna kayma dayanımının kontrolünde, açıklık boyunca herhangi bir kesitte tasarım eğilme momenti M_{sd} nin tasarım dayanımı M_{Rd} yi aşmadığı gösterilmelidir. (Şekil 2.27) yani,

$$M_{sd} \leq M_{Rd} \quad (2.59)$$

olmalıdır.

Uç ankrajlı kompozit döşemede boyuna kayma dayanımı: Çoğu durumlarda kompozit kirişler için kayma elemanı olarak kullanılan kaynaklı başlıklı saplamalar aynı zamanda kompozit döşemelerde uç ankrajları olarak da göz önüne alınabilir. İlave uç ankrajlı kompozit döşemeler sadece kısmi kayma bağlantısı metodu kullanılarak kontrol edilebilir. Uç ankrajlarının boyuna kayma dayanımına katkısını belirlemek için, üç adet ilave döşeme testi yapılmalıdır. Böylece, uç ankrajları ve çelik sacın kendisi ile sağlanan toplam kompozit etkiyi belirlemek mümkündür. Çelik sac olukları içine kaynaklanmış başlıklı saplamanın kayma dayanımı çelik sacın ezilme dayanımı ile belirlenir:

$$P_{p,Rd} = k_{\phi} d_{d0} t f_{yp} / \gamma_{ap} \quad (2.60)$$

$$a = 2d_{d0} \quad (2.61)$$

$$k = 1 + a / d_{d0} \leq 4,0 \quad (2.62)$$

Burada,

a : saplamanın merkezinden sac kenarına uzaklık

$P_{pb,Rd}$: başlıklı saplamanın ezilme dayanımı

t : çelik sacın kalınlığı

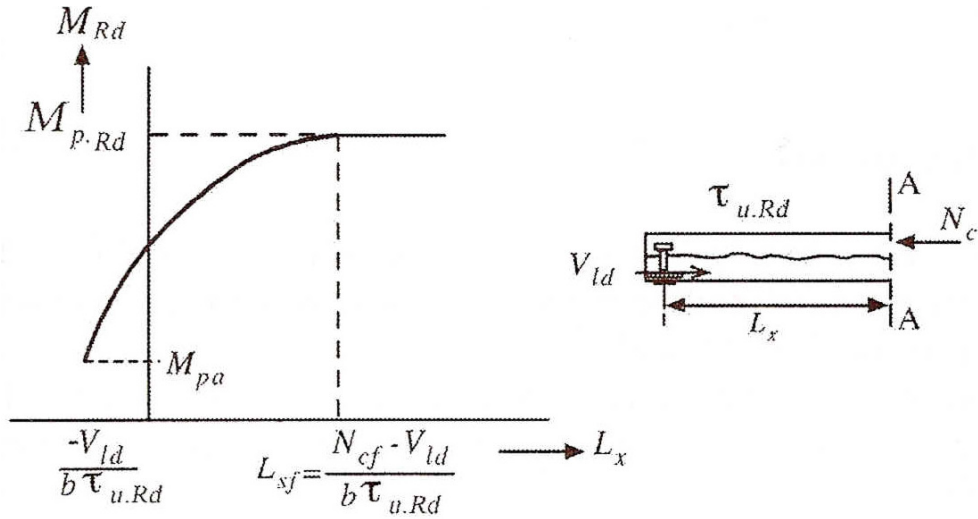
d_{d0} : saplamanın gövde çapının 1,1 katı olarak alınabilen kaynak çemberinin çapıdır.

Başlıklı saplamanın toplam tasarım dayanımı, s yerleştirilebilecek saplama adedi olmak üzere;

$$V_{ld} = sP_{pb,Rd} \quad (2.63)$$

ile belirlendikten sonra kontrol esas olarak uç ankrajsız döşemeler ile benzerdir. Toplam kayma dayanımı, başlıklı saplamaların katkısı hesaba katılarak elde edilir.

$$N_c = bL_x\tau_{u,Rd} + V_{ld} \quad (2.64)$$



Şekil 2.28 Uç ankrajlı döşeme için tasarım kısmi etkileşim diyagramı

İlave donatı kullanıldığında boyuna kayma dayanımı: Boyuna donatının katkısıyla M_{Rd} hesaplanarak çizilen yeni kısmi etkileşim diyagramı kullanıldığında ilave alt donatı hesaba katılmış olur (Şekil 2.29).

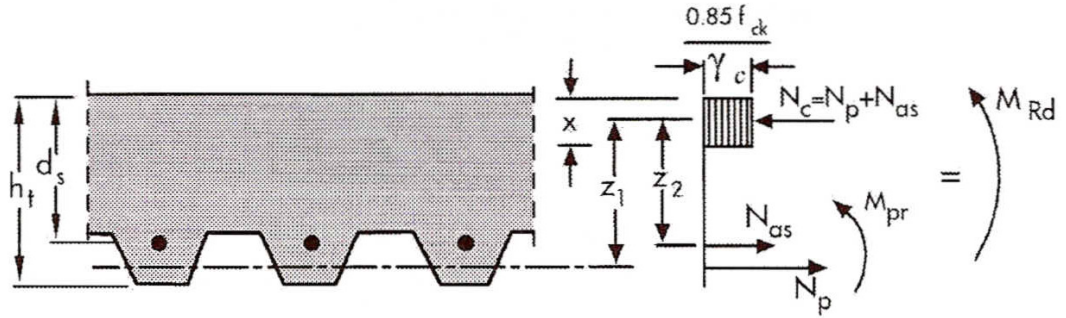
$$M_{Rd} = N_p z_1 + M_{p,ap} + N_{as} z_2 \quad (2.65)$$

Burada,

$$N_p = b L_x \tau_{u,Rd} \quad (2.66)$$

$$N_{as} = A_s f_{sk} / \gamma_s \quad (2.67)$$

$M_{p,ap}$: çelik sac etkili plastik moment dayanımıdır.



Şekil 2.29 İlave boyuna donatının boyuna kayma dayanımına katkısı

Eurocode 4’de bu kontrol için de, yeni kısmi etkileşim diyagramının geçerliliğini kanıtlamak için üç adet ilave test yapılması önerilmektedir.

2.5.2.8 Kullanma Sınır Durumu

Kompozit döşemelerde birkaç kullanma sınır durumu kontrolü vardır:

- Betonun çatlaması: Normal olarak iç mesnetler civarında beton çatladığından minimum donatı yerleştirmek gereklidir.
- Sehim: Pozitif momentler bölgesinde maksimum sehim kontrolüdür.
- Uç kayması: Döşeme kenarında beton döşeme ve çelik sac arasında oluşabilecek kaymanın kontrolüdür.
- Titreşim: Genel olarak sadece ağır makineler veya kaldırma araçlarından dolayı ortaya çıkar. Ofis binalarında titreşim sadece çok büyük açıklıklarda insanların yürümesiyle ortaya çıkabilir. Yönetmeliklerde titreşimleri sınırlamak için belirli döşeme derinliği/ açıklık oranları önerilmektedir.

2.5.2.8.1 Enkesit Özelliklerinin Hesabı ve Sehim Kontrolü. Karışık enkesit geometrileri ve beton ile çelik sac arasında boyuna kayma oluşması olasılığından dolayı kompozit döşemelerin sehimlerini hassas olarak hesaplamak çok güçtür. Kompozit döşemenin sehimlerini hesaplamak için aşağıdaki kabuller yapılabilir:

- Çatlamış ve çatlamamış kesit atalet momentlerinin ortalaması kullanılarak, sabit atalet momenti ile sürekli mesnetli döşeme hesabı yapılabilir.
- Betonda uzun süreli yüklerin etkisi E_p/E_c modüler oranındaki değişiklik ile hesaba katılabilir. Eurocode 4’de basit olarak uzun süreli ve kısa süreli yüklemeler için bulunan E_p/E_c modüler oranlarının kullanılması önerilmektedir.

Uzun süreli yüklemelerin etkisini hesaba katmak için yükleme koşullarına bağlı olarak E_p/E_c olarak tariflenen modüler oranlar aşağıdaki gibi kullanılabilir:

- a) Genel olarak kompozit yapıların çoğunda, kısa ve uzun süreli yüklemeler için,

$$E'_c = E_{cm} / 2 \quad (2.68)$$

- b) Önemli depolama yüklerinde ise,

- Kısa süreli yüklemelerde

$$E'_c = E_{cm} \quad (2.69)$$

- Uzun süreli yüklemelerde

$$E'_c = E_{cm} / 3 \quad (2.70)$$

olarak hesaba katılabilir.

İç açıklıklar ve uç ankrajlı kenar açıklıklar için servis yükü seviyelerinde normal olarak boyuna aderans kaybı ortaya çıkmaz. Bu yüzden sehîm hesabında çatlamış ve çatlamamış kesit atalet momentlerinin ortalama değeri kullanılabilir. Kenar açıklıklardaki uç kaymasının sehîm üzerinde önemli etkisi olabilir. Uç ankrajsız kenar açıklıklar için, eğer çelik sac üreticisi tarafından tasarım yükünün 1,2 katında kaymanın 0,5 mm'yi aşmadığı tam ölçekli testlerle gösterilmiş ise, çatlamış ve çatlamamış kesit ortalama atalet momenti kullanılabilir. Aksi takdirde uç ankrajları kullanılmalı veya uç kaymasının etkisi hesaba katılarak sehîmler hesaplanmalıdır.

a) Çatlamış kesit atalet momenti: Elastik tarafsız eksenin yeri,

$$x = \frac{\sum A_i z_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot x \frac{x}{2} + n A_p d}{b \cdot x + n A_p} = \frac{n A_p}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2 b d_p}{n A_p}} - 1 \right] \quad (2.71)$$

Ve elastisite modülleri oranı $n = E_p / E_c$ olmak üzere, çatlamış kesit atalet momenti;

$$I_{vc} = \frac{b x^3}{3n} + A_p (d_p - x)^2 + I_{ap} \quad (2.72)$$

ile belirlenebilir.

Formülde,

I_{ap} : çelik sac enkesitinin azaltılmamış atalet momentidir.

b) Çatlamamış kesit atalet momenti: 1 m lik döşeme genişliğinde içi betonla dolu olukların ortalama genişliği b_c ve elastik tarafsız eksenin yeri;

$$x = \frac{b \frac{h_c^2}{2} + b_c h_p d_p + n A_p d_p}{b h_c + b_c h_p + n A_p} \quad (2.73)$$

olmak üzere çatlamamış kesit atalet momenti

$$I_{vu} = \frac{b h_c^3}{12n} + \frac{b h_c}{n} \left(x_u - \frac{h_c}{2} \right)^2 + \frac{b_c h_p^3}{12n} + \frac{b_c h_p}{n} \left(h_t - x_u - \frac{h_p}{2} \right)^2 + A_p (d_p - x_u)^2 + I_{ap} \quad (2.74)$$

ile belirlenebilir.

Kompozit döşemenin kullanımıyla ilgili olarak sehimler sınır değerleri aşamaz. Eğer kompozit döşemenin narinliği (açıklık/etkili derinlik) Eurocode 2’de verilen sınır değerleri aşmıyorsa, sehim kontrolü gerekli değildir. Bir doğrultuda sürekli döşemeler için bu sınır;

$$\frac{L}{d_p} \leq 32 \quad (2.75)$$

olarak verilmektedir.

Eğer bu oran aşılyorsa, izleyen kontroller yapılmalıdır:

$$\delta_{\max} = \delta_{v,g} + \delta_{v,q} \leq L/250 \quad (2.76)$$

$$\delta_2 = \delta_{v,q} \leq L/300 \quad (2.77)$$

Burada:

L : kompozit döşeme açıklığı

$\delta_{\max}$: döşemenin toplam sehimi

$\delta_{v,g}$: döşeme toplam ağırlığı altındaki sehim

$\delta_{v,q}$: uzun süreli değişken yükleme altında sehimdir.

2.5.2.8.2 Çatlak Genişliği Kontrolü. Normal koşullarda, mesnetlere yerleştirilen minumum donatı yeterlidir. Zararlı kimyasal ve fiziksel çevre koşulları etkisi bulunmadığı, çatlaklardan başka hasar olmadığı, döşemenin sudan korunması gerekmediği normal koşullarda çatlaklar tolere edilebilir. Döşeme basit mesnetli kiriş serileri olarak tasarlandığında, çatlak kontrolü için donatıya gereksinim vardır ve betonlama sırasında ara destek kullanılmış ise:

$$\rho_{\min} = \frac{A_s}{dh_c} = \%0,4 \quad (2.78)$$

betonlama sırasında ara destek kullanılmamış ise:

$$\rho_{\min} = \%0,2 \quad (2.79)$$

ile belirlenen minimum donatı miktarı yerleştirilmelidir.

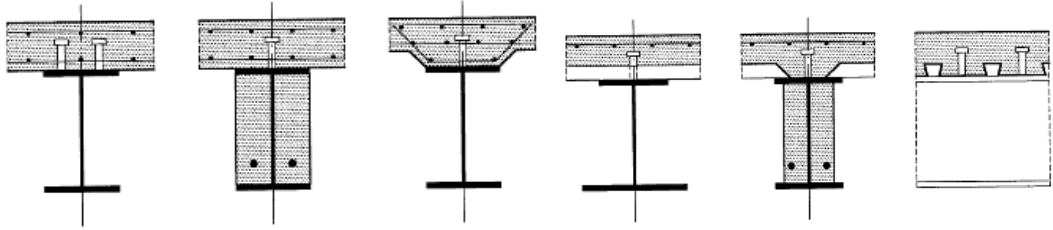
BÖLÜM ÜÇ

KOMPOZİT KİRİŞLER

3.1 Kompozit Kiriş Türleri

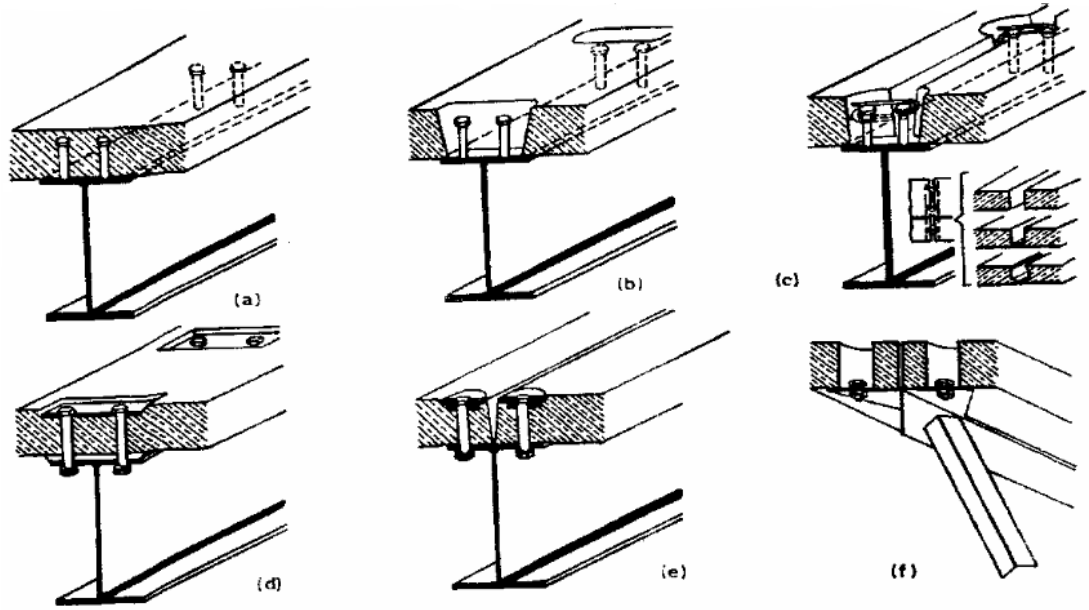
Kompozit kirişler, genel olarak betonarme bir plak ve yapısal çelik profilden oluşmaktadır. Geometrik olarak betonarme tablalı kesitlere benzemektedirler. Yapısal çelik profil ve betonarme plak değişik türde kayma bağlantı elemanları ile birbirine bağlanarak beraber çalışması sağlanır. Kompozit kirişte eğilmeden ileri gelen kuvvet çiftinin çekme bileşeni çelik profilce, basınç bileşeni ise yalnız betonarme plak ya da betonarme plak ve bir kısmı çelik profilce ortak taşınmaktadır. Böylece çelik profil basınç bileşenini taşımaktan ya bütünüyle ya da büyük ölçüde kurtulmaktadır (Arda ve Yardımcı, 2000).

Kirişin boyutlandırılmasında döşemenin de varlığından yararlanılarak hem malzemeden tasarruf sağlanır hem de kirişin sehimini azaltılmış olur. Kompozit kirişler özellikle yurtdışında binalarda ve köprülerde sık sık kullanılmaktadır. Hatta bu kirişler öngermeli olarak daha büyük açıklıkların karşılanmasında çok faydalı olmaktadır. Şekil 3.1’de Eurocode 4’de belirtilen, kompozit kirişlerde kullanılan enkesit tipleri görülmektedir.



Şekil 3.1 Kompozit kiriş enkesit türleri

Kompozit kirişlerin basınç başlığını oluşturan betonarme plak, çelik kirisin üzerine betonu doğrudan dökülerek bağlanabileceği gibi (Şekil 3.2-a), önceden dökülmüş hazır bir plak olarak çelik enkesite sonradan da bağlanabilir. Hız ve daha büyük bir önyapım olanağı sağlayan hazır plak durumunda, betonarme plakla çelik profilin bağlantısı, ya küçük mertebede bir yerinde döküm betonla (Şekil 3.2-b,c), ya da yerinde döküm beton kullanmadan, yüksek mukavemetli ve öngerilmeli bulonlarla doğrudan bulonlama ile (Şekil 3.2-d,f) yapılabilir. Hazır plak durumunda, çelik profile oturan tek plak (Şekil b,d), ya da bir kirişten diğerine uzanarak çelik elemana iki yandan oturan çift plak (Şekil 3.2-c,e,f) söz konusu olabilir. Bazı kafes gövdeli kompozit kirişlerde basınç başlığı yalnız betonarme plaktan oluşturulabilir (Şekil 3.2-f) (Arda ve Yardımcı, 2000).

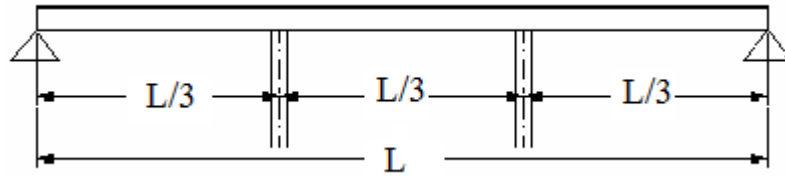


Şekil 3.2 Kompozit kirişlerde doğrudan dökülen ve hazır betonarme plaklar

3.2 Kompozit Kirişin Desteklenmesi

Yerinde döküm betonarme plak durumunda, çelik profil, plak betonu dökülmeden önce açıklıkta ara noktalardan mesnetlenmediği takdirde, beton plağın (sıva, tesviye betonu ve yer kaplaması hariç) ve kendisinin öz ağırlıklarını taşır. Bu durumda ortak

çalışma yalnız işletme yüklerinde meydana gelir. Betonarme plak ile çelik profilin işletme ve sabit yüklerin tamamında ortak çalışmasının sağlanması için, çelik profil plak betonu dökülmeden önce, en az açıklığın üçte bir ara noktalarında mesnetlenir (Şekil 3.3). Bu ara mesnetler, beton hesaplarda öngörülen mukavemetini kazandıktan sonra sökülür. Sökme işlemi, uygun hava koşullarında 14 gün sonra yapılabilir. Bir zamanlar pek yaygın olan yerinde döküm plağın çelik profile guse ile bağlanması uygulaması günümüzde pek kullanılmamaktadır. (Arda ve Yardımcı, 2000).



Şekil 3.3 Kompozit kirişlerde betonlamadaki geçici ara mesnetleme

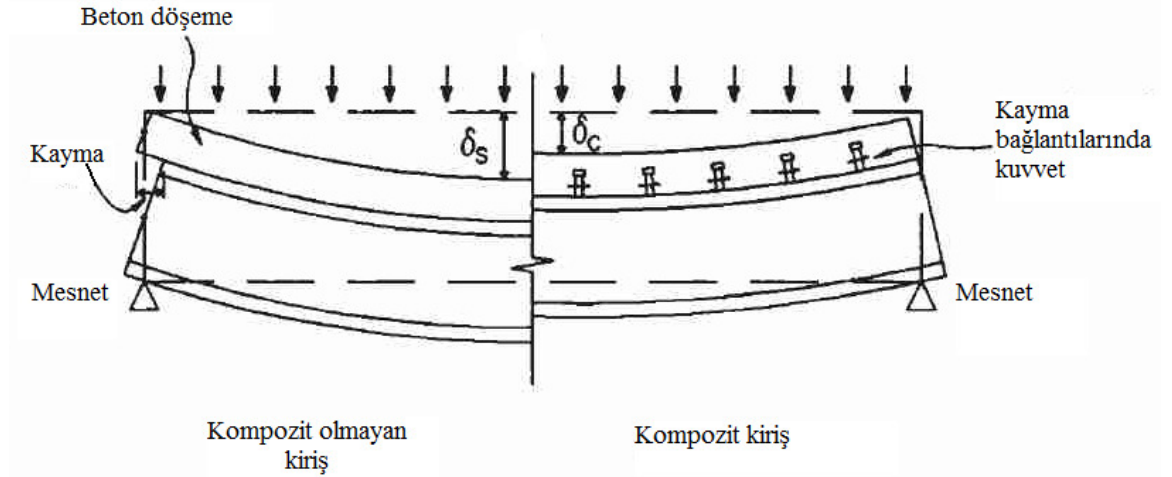
İnşaat sırasında kompozit kirişler geçici ara mesnetler vasıtasıyla destekleniyorsa bu tip uygulama ‘desteklenmiş inşaat’, geçici ara mesnetler kullanılmıyorsa ‘desteklenmemiş inşaat’ olarak tanımlanır.

Beton dayanımının %75’ine ulaşıldığında ara desteklerin kaldırıldığı bu yöntemde, beton ağırlığını geçici ara destekler ve çelik kirişler taşımaktadır. Ara destekler kaldırıldığında zamana bağlı olarak meydana gelen şekil değiştirme sonucu döşeme üst yüzeyinde mesnetler civarında çatlaklar ortaya çıkmaktadır. Son yıllarda yapılan araştırmalar, beton dökümü sırasında geçici ara destek kullanımının kompozit elemanın eğilme dayanımını etkilemediğini göstermiştir. İşletme yükleri altında, farklı yapım yöntemleri farklı sehimlere, yük dağılımlarına ve gerilmelere sebep olur. Fakat aynı enkesitli kompozit elemanlar göçmeye kadar yüklendiklerinde, yapım yönteminden bağımsız olarak, eğilme göçmesi aynı moment değerinde ortaya çıkar. Buna ilave olarak, ara destek kullanımının getirdiği ek maliyet ve desteklerin yerleştirilmesi ve kaldırılması sırasındaki zaman kaybı nedeniyle günümüzde ara desteksiz yapım yöntemleri tercih edilmektedir.

Ara destek kullanılmadığında yapım aşamasında tüm yükleri çelik eleman taşımaktadır. Bu yüklerden dolayı oluşacak sehimleri dengelemek için günümüzde çelik kirişe yukarı doğru ön eğrilik (ters sehim) verilmektedir. Çelik kirişe verilecek ön eğriliğin miktarını saptamak önemlidir. Eğer eleman beklenen sehim yapamaz ise kayma bağlantısının üstünden beton üst yüzeyine kadar olan kısım için ya da kritik kesitler için yönetmeliklerde verilen yeterli beton yüksekliği kalmayabilir. Ayrıca, inşaat sürecine kadar gerilmelerin zamanla azalması, taşımada yaşanabilecek sorunlar ve süre nedeniyle verilen ön eğriliğin değişebileceği de göz önüne alınmalıdır. Yapılan araştırmalar kiriş, çelik sac ve ıslak beton ağırlığı altında hesaplanacak basit kiriş sehiminin %70-80'i oranında ön eğrilik verilmesini önermektedirler. Bu oran kullanılacak birleşim detayı ile değişmektedir. Çoğunlukla birleşimde kullanılan korniyer veya alın levhalarının kirişe birleşimi yapıldıktan sonra, kirişe atölyede ön eğrilik verilmesi tercih edilmektedir. Bu yöntem basit kayma birleşimleri için çok önemli bir sorun yaratmamaktadır, fakat rijit birleşimlerde şantiyede pratik açıdan güçlüklerle karşılaşıldığından rijit birleşimli kirişlerin ön eğrilik verilerek kullanılması tavsiye edilmemektedir. Ayrıca, 6 m den daha kısa kirişlere zorluğu nedeniyle ön eğrilik verilmemelidir (Yorgun, 2005).

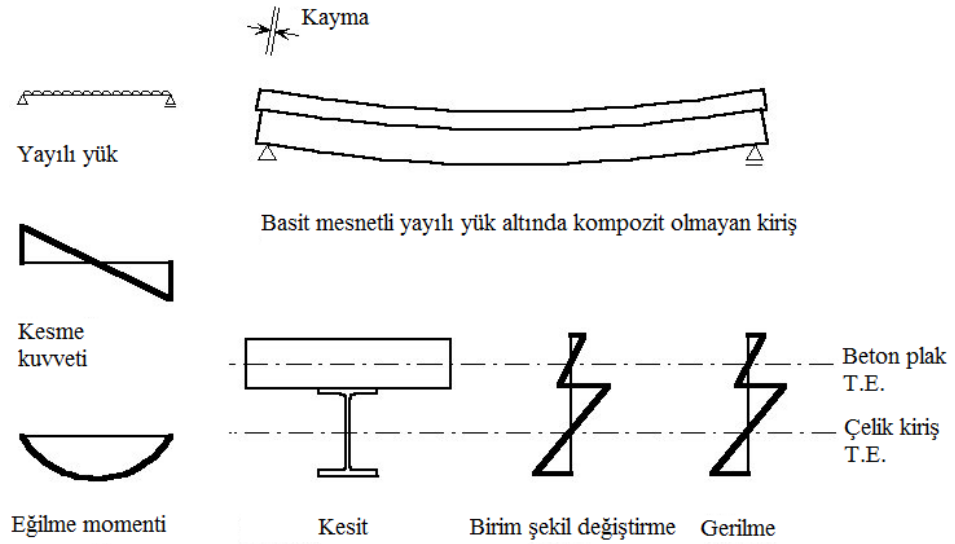
3.3 Kompozit Kirişlerin Genel Davranışı

Çelik profil ile betonun birlikte çalışmalarının sağlanması için, eğilme momentlerine karşı birlikte davranabilmeleri gerekir. Ancak iki farklı malzemenin birbirleri ile temas yüzeylerinde eğilme davranışı esnasında meydana gelebilecek yatay kayma kuvvetleri sonucu kayma meydana gelir. Meydana gelen bu kaymayı önleyebilmek ve çelik kiriş ile beton döşeme arasında tam etkileşimi sağlamak için çeşitli kayma elemanları kullanılır. Şekil 3.4'de kompozit olmayan ve kayma bağlantıları ile etkileşimi sağlanmış kompozit kirişin yayılı yük altında davranışı görülmektedir. Burada kesitteki iki malzemenin Elastisite modülü değişmemekte, I atalet momenti değişmektedir. Kompozit çalışmayla birlikte çelik kiriş üzerindeki yük azalmış ve kesit boyutları küçülmüştür, böylece birlikte çalışan kesitin rijitliğinin artmasıyla moment kapasitesi de artmaktadır.



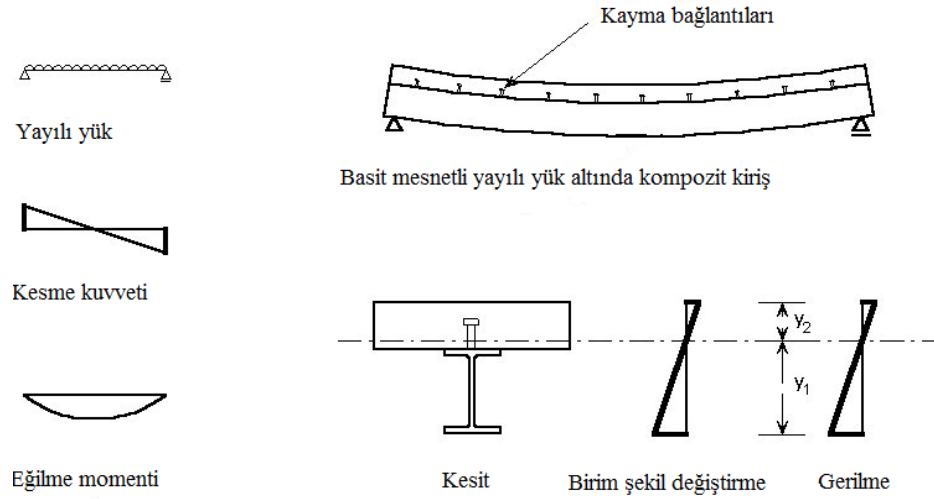
Şekil 3.4 Kompozit ve kompozit olmayan kiriş kayma mukayesesi

Beton tabla ile çelik kiriş arasında kayma kuvvetlerine karşı herhangi bir önlem alınmadığında, basit mesnetli yayılı yük altında kompozit olmayan kirişe ait birim şekil değiştirme ve buna karşılık gelen gerilme diyagramı Şekil 3.5’de görülmektedir. Burada iki farklı malzeme birbirlerinden bağımsız hareket ettiklerinden dolayı iki tarafsız eksen vardır.



Şekil 3.5 Basit mesnetli kompozit olmayan kiriş davranışı

Kayma bağlantı elemanları kullanılarak kompozit kesit elde edildiğinde meydana gelen şekil değiştirme ve gerilme diyagramları ise Şekil 3.6’da görülmektedir.



Şekil 3.6 Basit mesnetli kompozit kiriş davranışı

Burada çelik kiriş ve beton plak kayma bağlantı elemanları ile kompozit davranış göstermekte, birbirleriyle uyumlu bir şekilde şekil değiştirmekte ve kayma meydana gelmemektedir.

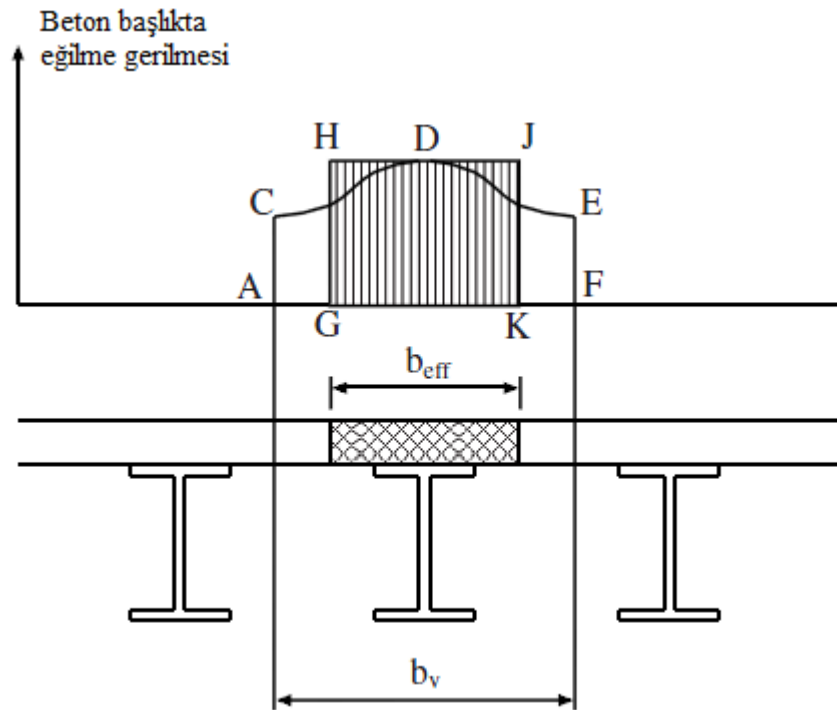
3.3.1 Etkili (Efektif) Genişlik

Kompozit kirişlerde betonarme tabladaki basınç gerilmeleri dağılımı düzgün yayılmamakta ve bu dağılım, kesit boyutlarına, kiriş açıklığına ve mesnet koşullarına bağlıdır. Basınç gerilmelerinin dağılımı Şekil 3.7’de görüldüğü gibi kiriş açıklığı boyunca değişim gösterir. Bu değişimi basitleştirmek için dağılım Şekil 3.7’de görülen GHJK çizgileriyle gösterilen düzgün dağılımla değiştirilir. Buna göre GHJK ve ACDEF alanları birbirine eşit olacak şekilde gerçek tabla genişliği B , etkili tabla genişliği b ile değiştirilerek D noktasındaki maksimum gerilmeler basit eğilme teorisi ile hesaplanabilir.

Elastik teori ışığında yapılan araştırmalar sonucunda, b/B oranının karmaşık bir biçimde B 'nin L açıklığına oranına, yükleme koşullarına, mesnet şartlarına ve daha başka değişkenlere göre değiştiği saptanmıştır (Johnson, 1994). Değişik tasarım kodlarında b için değişik oranlar verilmiştir.

Eurocode 4'e göre çelik gövdenin her iki yanında $L_e/8$ mesafesi alınır. Burada L_e , eğilme momentinin sıfır noktaları arasındaki mesafedir. Basit mesnetli kirişte bu değer L açıklık değerine eşittir. Buna göre etkili genişlik;

$$b_{eff} = \frac{L}{4} \quad (3.1)$$



Şekil 3.7 Kompozit kirişte beton başlıkta eğilme gerilmesi dağılımı

Sürekli kirişlerde, orta veya iç mesnetlerde etkili genişlik değeri;

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (3.2)$$

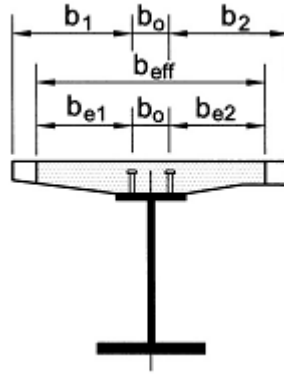
formülü ile hesaplanır.

Burada;

b_0 : Çelik profil başlığındaki kayma bağlantıları merkezleri arasındaki mesafe,

b_{ei} : Çelik kiriş gövdesi ekseninin iki yanında kalan tabla parçalarıdır, $L_e/8$ değerine eşittir ve b_i den büyük olamaz.

b_i : Kayma bağlantı elemanları merkezinden, komşu kirişin gövde eksenine kadar olan mesafenin yarısıdır.



Şekil 3.8 Kompozit kirişte etkili genişlik

Diğer standartlarda etkili genişlik simetrik kesitlerde, l_x kirişler arası aks aralığı, l kiriş açıklığı, d tabla kalınlığı, b_{ao} çelik profil üst başlık genişliği olmak üzere;

AISC (binalarda)

$$b_{eff} \leq \begin{cases} l_x \\ 1/4 \\ 16d + b_{ao} \end{cases}$$

AASHTO (köprülerde)

$$b_{eff} \leq \begin{cases} l_x \\ 1/4 \\ 12d \end{cases}$$

3.4 Basit Mesnetli Kompozit Kiriş Tasarımı

Lokal burkulma sebebiyle çelik profil başlık ve gövdelerinin basınca dayanıklı olması, profilin narinliğine bağlıdır. Eurocode 3' e göre çelik kesitler gövde ve başlıklarının narinliklerine göre sınıflandırılır. Lokal burkulma etkisine göre dört değişik eleman davranışı vardır.

I) Elemanlar tam plastik dayanım kapasitesine sahiptir ve ayrıca yeterli dönme kapasitesi de mevcuttur.

II) Elemanlar plastik dayanım kapasitesine sahiptir, fakat dönme kapasitesi sınırlıdır.

III) Elemanlar elastik moment dayanımına sahiptir fakat plastik moment dayanımına sahip değildir.

IV) Elemanlarda lokal burkulma elastik oranlardadır, böylece elastik moment limiti aşılabılır lokal burkulma etkili olur.

Eurocode 4'e göre bu sınıflama sınıf1-plastik, sınıf2-kompakt, sınıf3-yarı kompakt ve sınıf4-narin seklindedir.

3.4.1 Pozitif Moment Bölgesinde Eğilme Dayanımı

3.4.1.1 Sınıf 1 veya 2 deki En Kesitler

Sınıf 1 veya 2 deki en kesitler için hesap metotları kompozit döşemelerin metotlarıyla aynıdır. Ama temel yaklaşımlar aşağıdaki gibidir.

*betonun çekme dayanımı ihmal edilir.

*kompozit kesitin betonarme ve yapısal çelik kısımlarının en kesit düzlemlerinin aynı kaldığı kabul edilir.

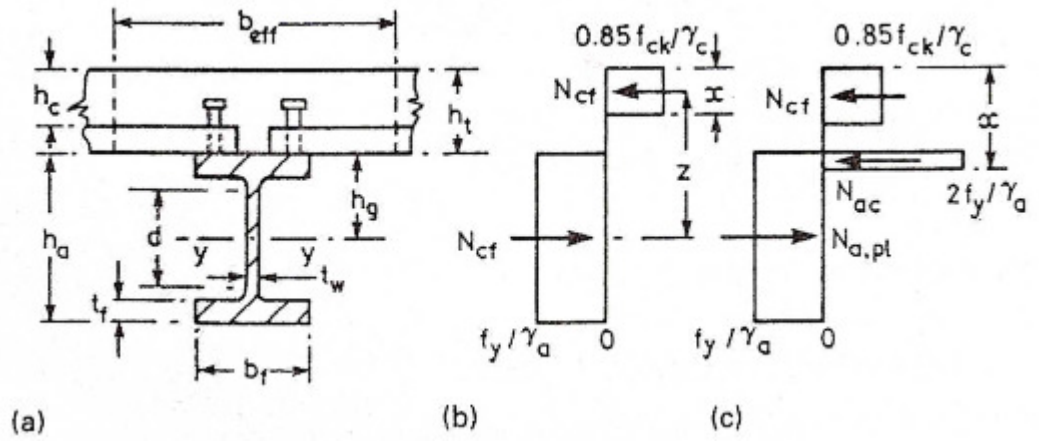
Tarafsız eksenin durumuna göre üç genel durum aşağıda verilmiştir. İlk iki durum yalnızca tam etkileşimli kesme birleşimi olduğunda geçerlidir.

(1) Tarafsız eksen beton döşeme içinde

Gerilme bloğu Şekil 3.9(b)'de gösterilmiştir. x yüksekliği plastik tarafsız eksenin yerini gösterir ve aşağıdan bulunur.

$$N_{cf} = \frac{A_a f_y}{\gamma_a} = b_{eff} x \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.3)$$

Bu denklem $x < h_c$ olduğunda geçerlidir.



Şekil 3.9 Sınıf 1 veya 2'deki kompozit kesitin pozitif eğilme dayanımı

Döşemedeki kuvvetin etki çizgisindeki moment değeri;

$$M_{pl,Rd} = \frac{A_a f_y}{\gamma_a} \left(h_g + h_t - \frac{x}{2} \right) \quad (3.4)$$

Burada h_g , çelik kesitin alanının merkezini pozisyonunu belirtir.

(2) Tarafsız eksen çelik üst flanş içinde;

N_{cf} kuvveti;

$$N_{cf} = b_{eff} h_c \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.5)$$

Bu değer şimdi ile $N_{a,pl}$ gösterilen çelik kesit için eğilme kuvvetinden daha azdır.

$$N_{a,pl} = \frac{A_a f_y}{\gamma_a} \quad (3.6)$$

Böylece tarafsız eksen derinliği $x > h_t$ olur ve Şekil 3.9(c)'de gösterildiği gibi çelik üst flanş içinde olduğu görülür. Bunun için şart aşağıda verilmiştir.

$$N_{a,pl} - N_{cf} \leq 2b_f t_f \frac{f_y}{\gamma_a} \quad (3.7)$$

x mesafesi $N_{a,pl}$ kuvveti ve onun etki çizgisi değişmediği için, basınçtaki çelik dayanımı $2f_y / \gamma_a$ dan kolayca hesaplanabilir. x aşağıdan hesaplanır.

$$N_{a,pl} = N_{cf} + N_{ac} = N_{cf} + 2b_f (x - h_t) \frac{f_y}{\gamma_a} \quad (3.8)$$

Döşemedeki kuvvetin etki çizgisindeki moment değeri aşağıdaki gibidir.

$$M_{pl,Rd} = N_{a,pl} \left(h_g + h_t - \frac{h_c}{2} \right) - N_{ac} \frac{x - h_c + h_t}{2} \quad (3.9)$$

x değeri $h_t + t_f$ den fazla çıkarsa, plastik tarafsız eksen çelik gövde içindedir ve

$M_{pl,Rd}$ de aynı metotla bulunur.

3.4.1.2 Sınıf 3 veya 4 deki En Kesitler

Yarı-kompakt veya narin kesitli kirişlerin eğilme dayanımları, elastik teoriyle hesaplanan çelik kesitteki maksimum gerilmeye bağlıdır. Betondaki sünme ve inşaat metodu da hesaba katılır. Dayanım $0,7M_{pl,Rd}$ kadar düşük olabilir, bu yüzden

dizaynda her zaman Sınıf 1 veya 2'deki pozitif eğilme momenti kesitlerini sağlamak daha iyidir.

3.4.2 Düşey Kesme Dayanımı

Kompozit elemanlarda kesme kuvveti çelik kesitin gövdesiyle karşılaşır, çelik flanşın ve beton döşemenin katkısı genişliklerinden dolayı ihmal edilir. Kesme dayanımı Eurocode 4'de aşağıdaki formülle hesaplanır.

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_a} \quad (3.10)$$

$$A_v = 1,04 h_a t_w \quad (3.11)$$

Burada, A_v kesme alanını, f_y çelik kesitin kesme dayanımını, h_a eleman yüksekliğini, t_w gövde kalınlığını göstermektedir.

Eurocode 4'de gövdenin maksimum narinliği için aşağıdaki eşitliklerin sağlanması istenir.

$$\text{Gövde betonla sarılmamışsa; } \frac{d}{t_w} \leq 69\epsilon \quad (3.12)$$

$$\text{Gövde uygun olarak betonla sarılmışsa; } \frac{d}{t_w} \leq 124\epsilon \quad (3.13)$$

$$\text{Burada, } \varepsilon = \left(\frac{235}{f_y} \right)^{1/2} \quad (3.14)$$

f_y nin birimi N/mm^2 dir.

3.4.3 Uzunluk Boyunca Kesme Kontrolü

Çelik ve beton arasındaki iç yüzeyde uzunluk boyunca kesme dağılımı eğilmeden ve ayrıca birleşim elemanlarının aralıklarından, onların yük/kayma özelliklerinden ve beton döşemedeki sünme ve büzülmeden etkilenebilir. Bu nedenlerden dolayı, dizaynda bu dağılımı hesaplamaya gerek yoktur. Mümkün olan yerlerde birleşim elemanları açıklık boyunca üniform yerleştirilir. Yarı açıklık için gerekli kesme birleşim elemanı sayısı aşağıdaki gibi bulunur.

$$N = \frac{F_c + F_t}{P_{Rd}} \quad (3.15)$$

Burada; F_c beton döşemede gerekli basınç kuvveti, F_t mesnette beton döşemedeki çekme kuvveti, P_{Rd} birleşim elemanı kesme dizayn dayanımıdır.

3.4.4 Kullanım Sınır Durumundaki Gerilmeler ve Deformasyonlar

Kompozit kiriş genellikle önce taşıma sınır durum için dizayn edilir. Kirişin kullanım sınır durumuna göre davranışı kontrol edilmelidir. Bunun için de iç yüzeydeki kayma ihmal edilerek betonarme kesitlerde kullanılan analizler burada da kullanılabilir. Yani en kesitlerin aynı düzlemde kaldığı ve gerilmelerin kesit boyunca lineer değiştiği kabul edilir. Betondaki gerilmeler $n = E_s / E_c$ modüler oranla çarpılarak gerilme diyagramı lineer olur. E_s çeliğin, E_c ise betonun elastisite

modülünü gösterir. Betonun çekme dayanımı ihmal edilir. Kullanım sınır durumu için elastik analiz kullanılır.

Kompozit kesitin elastik analizi plastik analizden daha komplekstir, çünkü inşaat metodu ve sünme etkileri hesaba katılır. Aşağıdaki üç tip yükleme ayrı ayrı göz önüne alınmalıdır.

- çelik kiriş tarafından taşınan yük
- kompozit kiriş tarafından taşınan kısa süreli yük
- kompozit kiriş tarafından taşınan uzun süreli yük

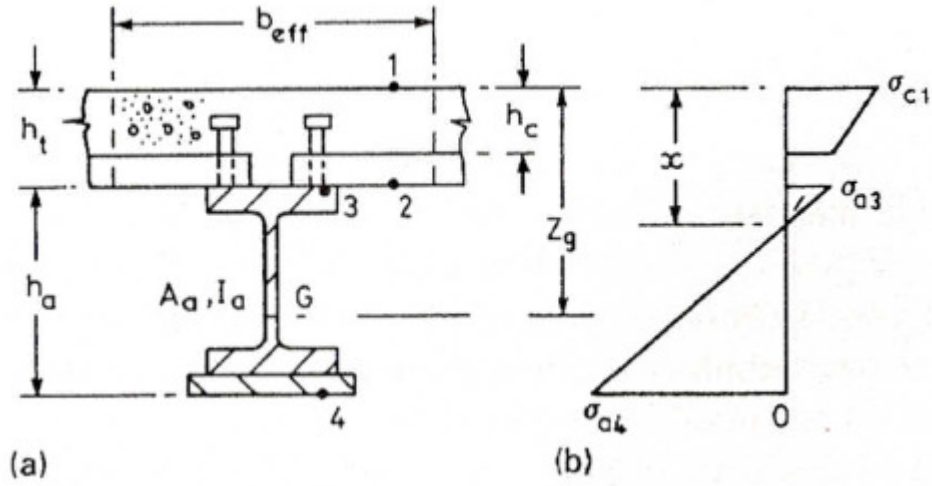
3.4.4.1 Pozitif Moment Bölgesi İçin Kompozit Kesitlerin Elastik Analizi

Genellikle, çelik kesitin Şekil 3.10'da görüldüğü gibi A_a en kesit alanı, I_a atalet momentli ve ağırlık merkezinin h_t kalınlıklı ve b_{eff} etkili genişlikli beton döşemenin üst yüzeyinden Z_g kadar aşağıda olarak, asimetrik olduğu varsayılır.

Kısa süreli etkilerde modüler oran için n değeri kullanılır. Fakat uzun süreli yükleme için bu değer $n/3$ alınır. Basitlik için $n/2$ değeri bazen bütün yükleme tipleri için kullanılır. Bundan sonra n sembolü uygun herhangi bir modüler oran için kullanılır, böylece aşağıdaki gibi tanımlanır.

$$n = \frac{E_a}{E'_c} \quad (3.16)$$

Burada, E'_c beton için ilgili etkili modüldür.



Şekil 3.10 Pozitif moment bölgesi için kompozit kesitlerin elastik analizi

h_c den küçük olan tarafsız eksen yüksekliği x için koşul aşağıdadır.

$$A_a (z_g - h_c) < \frac{1}{2} b_{eff} \frac{h_c^2}{n} \quad (3.17)$$

Tarafsız eksen yüksekliği aşağıdaki denklemden kolayca bulunur.

$$A_a (z_g - h_c) = \frac{1}{2} b_{eff} \frac{x^2}{n} \quad (3.18)$$

ve atalet momenti I ise aşağıdaki denklemle bulunur.

$$I = I_a + A_a (z_g - x)^2 + b_{eff} \frac{x^3}{3n} \quad (3.19)$$

(3.17) şartı yerine getirilmemişse, tarafsız eksen derinliği h_c 'yi aşar, bu durum aşağıda verilmiştir.

$$I = I_a + A_a (z_g - x)^2 + \frac{b_{eff} h_c}{n} \left[\frac{h_c^2}{12} + \left(x - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right] \quad (3.20)$$

Eğilme momenti M yüzünden oluşan gerilmeler, beton için yalnızca Şekil 3.10' daki 1 seviyesinde ve çelik için 3 ve 4 seviyesinde hesaplanır. Çekme pozitif gösterilmek üzere, bu gerilmeler:

$$\sigma_{cl} = -\frac{Mx}{nI} \quad (3.21)$$

$$\sigma_{a3} = \frac{M(h_t - x)}{I} \quad (3.22)$$

$$\sigma_{a4} = \frac{M(h_a + h_t - x)}{I} \quad (3.23)$$

3.4.4.2 Deformasyonlar

Birim uzunlukta q yayılı yükünün L açıklığındaki basit mesnetli kompozit kirişte oluşturduğu deformasyon aşağıdaki gibi ifade edilir.

$$\delta_c = \frac{5qL^4}{384E_a I} \quad (3.24)$$

Kesme birleşiminin kısmi olduğu yerlerde uzunluk boyunca kaymanın sebep olduğu deformasyon artışı inşaat metoduna bağlıdır. Toplam deformasyon δ , hem Eurocode 4 hem de BS 5950 de yaklaşık olarak aşağıdaki gibi verilir.

$$\delta = \delta_c \left[1 + k \left(1 - \frac{N}{N_f} \right) \left(\frac{\delta_a}{\delta_c} \right) - 1 \right] \quad (3.25)$$

$k = 0,5$ desteklenmiş inşaatlar için; $k = 0,3$ desteklenmemiş inşaatlar için burada δ_a yalnızca çelik kirisin deformasyonudur. Bu ifadenin kullanımına $N/N_f \geq 0,4$ olduğunda izin verilmiştir.

3.4.4.3 Açıklık Derinlik Oranının Limit Kullanımı

Basit mesnetli kompozit kirişler plastik kapasitelerine göre boyutlandırıldıklarında kiriş açıklığının kesit derinliğine olan oranı normalde 18 ile 22 arasındadır.

3.4.4.4 Sıcaklık ve Betonun Büzülme Etkileri

Eurocode 4’de büzülme etkisinin, kirisin açıklık/derinlik oranı 20’yi aştığında ve büzülme şekil değişimi % 0,04 u aştığında göz önüne alınması tavsiye edilir. Kuru çevre koşullarında, normal beton için bu şekil değişimi değeri % 0,0325 iken hafif beton için % 0,05 dir.

3.5 Sürekli Kompozit Kiriş Tasarımı

Sürekli kompozit kiriş tanımlaması Eurocode 4’de çelik kesit ya mesnetler üzerinde sürekli ya da kirisin üç veya daha fazla mesnetli olması olarak tanımlanmıştır. Kompozit yapılarda kolonlarla kirişler arasında ya da komsu kirişler arasında değişik şekilde süreklilik sağlanabilir. Süreklilik dayanım ve rijitliğe göre; tam veya kısmi dayanım ile rijit, yarı-rijit veya mafsallı olarak sağlanabilir.

Sürekli kirişlerin basit açıklıklardan üstün yönleri; deformasyonların basit mesnetli kirişe göre daha az olması, momentin yeniden dağılımı ile negatif ve pozitif moment etkisindeki kesitin kapasite dayanımı etkili şekilde kullanılabilmesidir. Sürekli kirişlerin basit açıklıklara göre dezavantajları ise; çelik elemanda basınç sebebiyle burkulma problemi doğabilmesi, basit mesnetli kirişlerde göz ardı edilen kesme kuvveti-moment etkileşimi sürekli kirişlerde yüksek değerlere ulaştığından kesme kuvveti-moment etkileşimi kritik olmasıdır.

Basit mesnetli kirişler için anlatılanlar sürekli kirişlerin pozitif moment bölgesi için de geçerlidir. Buna ilave olarak negatif moment bölgeleri gösterilecektir.

3.5.1 Etkili Tabla Genişliği

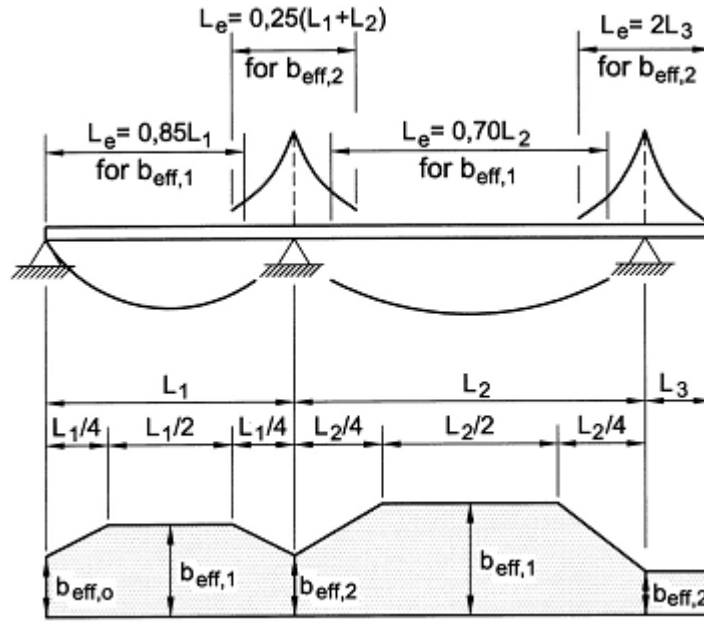
Tanım olarak basit mesnetli kirişlerde anlatılan gibidir. Sürekli kirişlerde, kenar mesnetlerde etkili genişlik değeri;

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (3.26)$$

ile hesaplanır, burada β_i ,

$$\beta_i = (0,55 + 0,025L_e / b_{ei}) \leq 1,0 \quad (3.27)$$

Yapı analizlerinde genelde b_0 sıfır kabul edilir ve b_i gövdenin merkezinden itibaren hesaplanır.



Şekil 3.11 Sürekli kirişte etkili genişlik

Eurocode 4’de çelik gövdenin her yanında etkili genişlik $l_0/8$ verilmiştir, burada l_0 negatif moment bölgesinin yaklaşık uzunluğudur, kirisin dörtte biri olarak alınabilir. Böylece mesnette L_1 ve L_2 açıklıkları arasında etkili genişlik aşağıdaki gibi ifade edilir ve gövdenin her kenarında en azından $b_{eff}/2$ sağlanmalıdır.

$$b_{eff} = 2 \left[\frac{0,25(L_1 + L_2)}{8} \right] = \frac{L_1 + L_2}{16} \quad (3.28)$$

3.5.2 Sürekli Kompozit Kirisin Negatif Moment Bölgeleri

3.5.2.1 Plastik Dayanım Momenti

Kompozit kirisin negatif moment bölgesi kesiti Şekil 3.12’de görülmektedir. Öncelikle plastik tarafsız eksenin yeri bulunmalıdır.

Döşemenin etkili tabla genişliği b_{eff} in içinde uzunluk boyunca betonarme alanı A_s olacaktır. Buradaki dizayn çekme kuvveti;

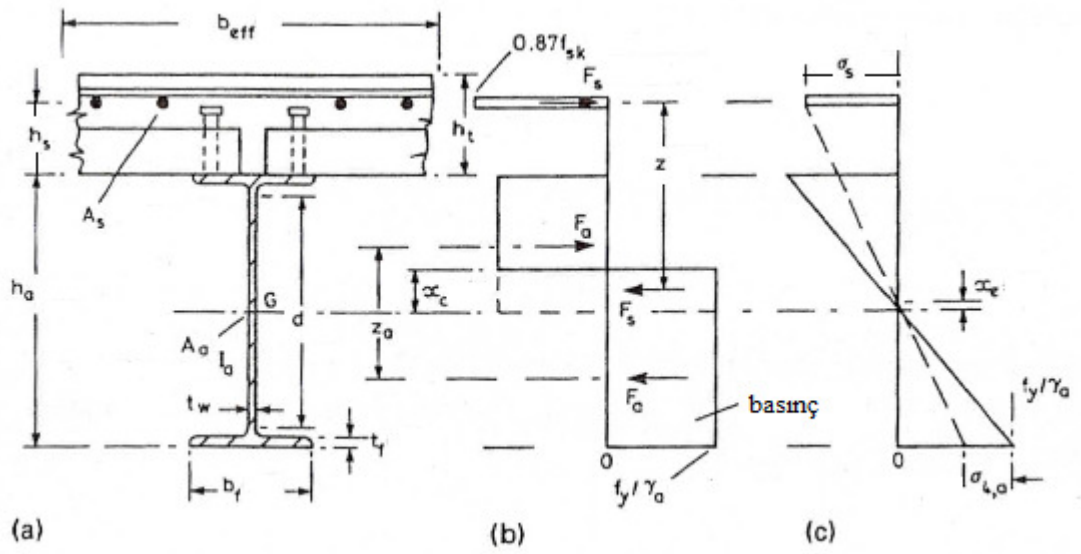
$$f_s = \frac{A_s f_{sk}}{\gamma_s} \quad (3.29)$$

denklemiyle bulunur. Burada f_{sk} karakteristik akma dayanımıdır.

Çekme kısmında betonarme çeliği ilavesi yoksa çelik kesitin eğilme dayanımı aşağıdaki gibi olacaktır.

$$M_{apl,Rd} = \frac{W_a f_y}{\gamma_a} = F_a z_a \quad (3.30)$$

Burada W_a plastik kesit modülü ve f_y akma dayanımını gösterir. Levhasız kesitler için $h_a/2$ derinlikli gerilme bloğundaki F_a kuvvetini ve de z_a manivela kolunu hesaplamaya gerek yoktur, çünkü W_a değerleri verilir; ama levhalı kirişlerde F_a ve z_a hesaplanmalıdır.



Şekil 3.12 Negatif moment bölgesinde kompozit kirişin en kesiti ve gerilme dağılımları

Gövdenin x_c derinliğinde gerilmeler çekmeden basınca değişir, burada x_c aşağıdaki gibi bulunur.

$$x_c t_w \frac{2f_y}{\gamma_a} = F_s \quad (3.31)$$

bu denklem için aşağıdaki koşul sağlanmalıdır.

$$x_c \leq \frac{h_a}{2} - t_f \quad (3.32)$$

basınçtaki gövde derinliği aşağıdan bulunur.

$$\alpha d = \frac{d}{2} + x_c \quad (3.33)$$

Şekil 3.12 (b)'den iki F_s kuvveti için z manivela kolu aşağıdan bulunur.

$$z = \frac{h_a}{2} + h_s - \frac{x_c}{2} \quad (3.34)$$

burada h_s iç yüzey üzerindeki betonarme kısmın yüksekliğidir. Dayanım momenti:

$$M_{h,Rd} = M_{apl,Rd} + F_s z \quad (3.35)$$

3.5.2.2 Elastik Dayanım Momenti

Negatif moment bölgelerinde iki temel durum çatlamanın başladığı moment değeriyle gösterilmektedir. Eğilme momenti çatlamanın başladığı momentten daha küçük bir değerde olduğunda, en kesit çatlamamış durumdadır ve çatlamamış kesit atalet momenti dikkate alınır. Moment değeri çatlama momentinden daha büyükse en kesit çatlamış olup, çatlamış kesit atalet momenti dikkate alınır.

Elastik analizde modüler oran kullanılır. Dayanım momentindeki sıcaklık ve büzülme etkileri genellikle ihmal edilir. Burada, göz önüne alınan kesitte yükleme yalnızca çelik elemanda $M_{a,Sd}$ momentine ve kompozit elemanda $M_{c,Sd}$ momentine yol acar. Yapısal çelik ve betonarme çeliği elastik modülleri arasındaki küçük fark ($\approx \% 3$) ihmal edilir.

Önce Şekil 3.12(c)'den görülen kesitin elastik tarafsız ekseninin yüksekliği x_e , kesitteki denge durumuna göre aşağıdaki gibi bulunur.

$$x_e (A_a + A_s) = A_s \left(\frac{h_a}{2} + h_s \right) \quad (3.36)$$

Akma momenti çelik alt flanştaki toplam gerilmeden meydana gelir. $M_{a,Sd}$ momentinden oluşan basınç gerilmesi aşağıdan bulunur.

$$\sigma_{a4} = M_{a,Sd} \frac{h_a / 2}{I_a} \quad (3.37)$$

böylece eğilme momenti

$$M_{a,Sd} + M_{c,Rd} = M_{a,Sd} + \frac{(f_y / \gamma_a - \sigma_{a4}) I}{(h_a / 2 + x_e)} \quad (3.38)$$

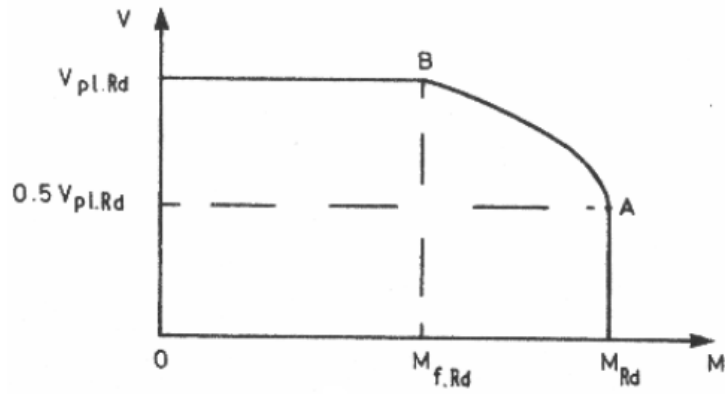
ile bulunur.

3.5.3 Düşey Kesme Kuvveti ve Moment-Kesme Etkileşimi

Düşey kesme kuvvetinin çelik kesitin gövdesiyle karşılanacağı kabul edilir. Kesme kuvveti V_{Sd} 'nin plastik kesme dayanımı $V_{pl,Rd}$ yi asmaması gerekir. Kesme ve eğilmenin kombine edilmesindeki dayanım için Eurocode 4'te verilen dizayn kuralları Şekil 4.4'de gösterilmiştir. Kesme kuvvetinin büyük olması halinde plastik dayanım momentinde azaltma yapılır. Kesme kuvveti plastik dayanım momentinin yarısından küçükse azaltma yapılmaz. B noktasındaki eğilme dayanımı $M_{f,Rd}$ döşemedeki betonarme kısmı içerir. AB eğrisi boyunca azaltılmış eğilme dayanımı aşağıdan bulunur.

$$M_{v,Rd} = M_{f,Rd} + (M_{Rd} - M_{f,Rd}) \left[1 - \left(\frac{2V_{Sd}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \right] \quad (3.39)$$

Burada $M_{v,Rd}$ azaltılmış dayanım momentini, $M_{f,Rd}$ kesit başlığının moment dayanımını gösterir.



Şekil 3.13 Eğilme momenti ve kesme kuvveti kombinasyonunun dağılımı

3.5.4 Çatlak Kontrolü

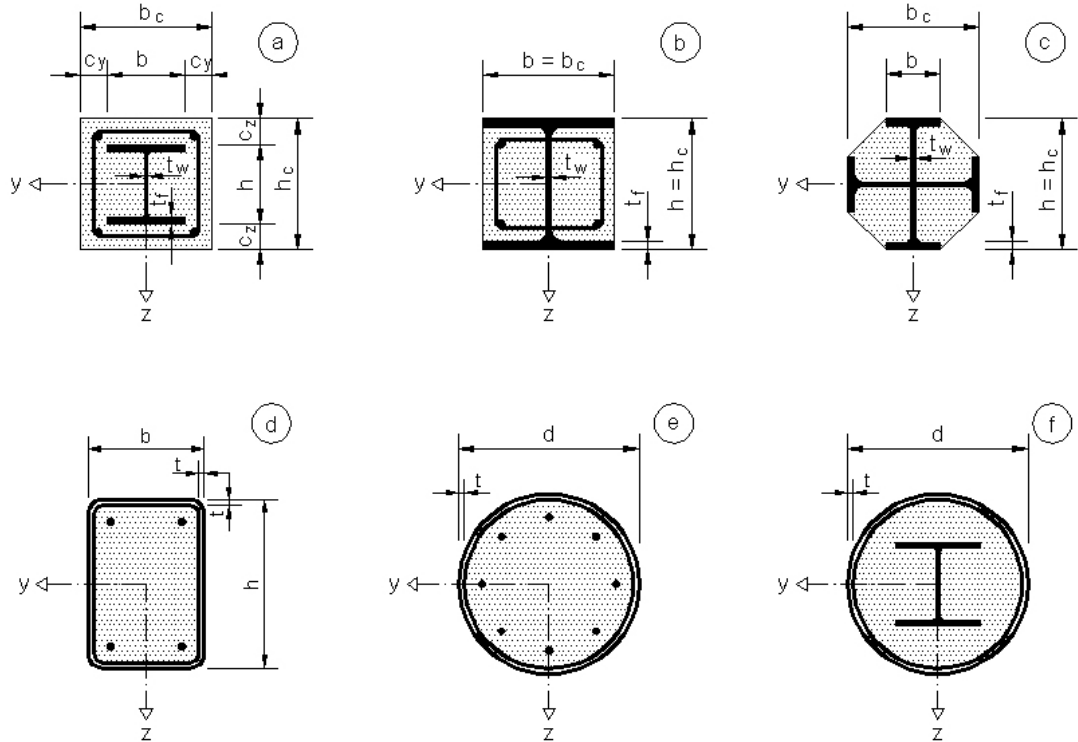
Kompozit köprülerde çatlak kontrolü binalara nazaran daha önemlidir. Bundan dolayı burada detaya girmeyeceğiz. Kesitlerin yeterli kesme dayanımına sahip olduğunun gösterilmesi çatlama olmaması için yeterlidir. Eurocode 4'te çekme bölgesinde beton tabladaki betonarme takviyesinin desteklenmiş inşaatlar için beton alanının % 0,4'u, desteklenmemiş inşaatlar için, beton alanının % 0,2'sinden az olmaması istenir.

BÖLÜM DÖRT

KOMPOZİT KOLONLAR

4.1 Kompozit Kolon Türleri

Kompozit(karma) kolonlar; beton, yapısal çelik ve donatı elemanlarından oluşur. Kompozit kolonlar çok katlı yüksek yapılarda çelik veya betonarme kolonlara göre birçok avantaj sağlamaktadır. Yapı çeliği ve betonun bir arada kullanılmasıyla azalan kesitleriyle yapı zati ağırlığı azalmakta ve özellikle daha hafif olmasından dolayı yüksek yapılarda kullanılan çelik kolonlarda büyük problem olan yangına karşı dayanımı arttırmaktadır. Kompozit kolonlar genelde simetrik olup, kompozit kolonlar türleri Şekil 4.1’de görülmektedir.



Şekil 4.1 Kompozit kolon türleri (Eurocode 4)

Günümüzde büyük duktiliteleri, enerji yutma sığaları ve eğilme rijitlikleri kompozit kolonları özellikle deprem bölgelerinde çekici kılmaktadır (Arda ve Yardımcı,2000).

Kompozit kolonlar genel olarak üç gruba ayrılmaktadır;

- 1) Tamamen betona gömülü kesitler
- 2) Kısmen betona gömülü kesitler
- 3) Beton doldurulmuş dikdörtgen veya yuvarlak tüp kesitler

Şekil 4.1(a)'da tamamen betona gömülü kesit örneği görülmektedir. Tamamen betona gömülü kesitler çelik profili dış ortamdan yalıtımları, yangına ve korozyona karşı korumaları sebebiyle tercih edilmektedir. Şekil 4.1(b) ve (c)'de görülen kısmen betona gömülü kesitler çelik profilin gövdesini yangından korumakta ve kısmen kalıp görevi görmektedir.

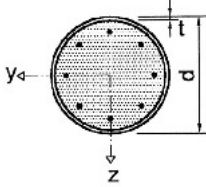
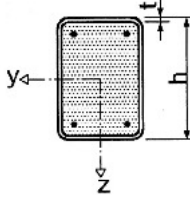
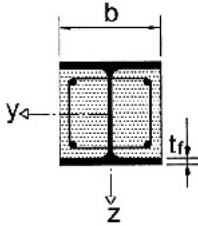
Şekil 4.1(d) ve (e)'de görülen boş çelik kesit içine beton doldurulmuş kompozit kolonda çelik kesit kalıp görevi de üstlenir. Beton dolu çelik tüp kolonlar, depreme dayanıklı yapılarda, trafik etkisine maruz köprü ayaklarında, depolama tanklarına destek olan kolonlarda, demiryolu döşemelerinde, çok yüksek binaların kolonlarında ve kazıklarda kullanılmaktadır. Ancak, bu tip kolonlarda eğer binanın yangına karşı korunması gerekliyse ek olarak yangın yalıtımı gerekmektedir (Shanmugam ve Lakshmi, 2001).

4.2 Kompozit Kolon Malzeme Özellikleri ve Dizayn Boyutları

Eurocode 4'e göre kompozit kolon elemanlarında yapısal çelik sınıfı S235($f_y=235 \text{ N/mm}^2$) ve S460($f_y=460 \text{ N/mm}^2$), kullanılan beton sınıfı C20 ve

C50 aralığında olmalıdır. En kesitler iki eksenli etrafında simetrik olmalı ve en kesit eleman boyunca sabit olmalıdır.

Lokal burkulmanın etkili olmaması için (d/t) , (h/t) , ve (b/t_f) değerleri Şekil 4.2’de görüldüğü gibi sınırlandırılmıştır. Burada, f_y çelik karakteristik akma dayanımıdır.

Kesit Türleri	Max (d/t) , max (h/t) and max (b/t_f)
Dairesel içi beton doldurulmuş 	$\max (d/t) = 90 \frac{235}{f_y}$
Dikdörtgen içi beton ile doldurulmuş 	$\max (h/t) = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
Kısmen beton ile gömülü I kesit 	$\max (b/t_f) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

Şekil 4.2 Kompozit kolon maksimum (d/t) , (h/t) , ve (b/t_f) değerleri (Eurocode 4)

Eurocode 4’e göre, Şekil 4.1 (a)’da görülen tamamen betona gömülü kesitlerde, h_c/b_c oranı aşağıdaki koşul ile sınırlandırılmıştır;

$$0,2 \leq h_c/b_c \leq 5,0$$

Boyuna donatı miktarı, beton alanının % 6'sını geçmemelidir.

4.3 Kompozit Kolonlarda Plastik Davranış

Kompozit kolonların plastik tasarımında yapılan bazı kabuller aşağıdaki gibidir;

- betonun çekme dayanımı ihmal edilir,
- kompozit kesitin betonarme ve yapısal çelik kısımlarının en kesit düzlemlerinin aynı kaldığı kabul edilir.

4.3.1 Basınç(Tek eksenli kuvvet) Etkisinde Davranış

Eurocode 4'e göre tamamen veya kısmen betona gömülü kesitlerde kompozit kesitin basınç altında plastik dayanımı olan $N_{pl,Rd}$ aşağıdaki denklem ile hesaplanır, beton ile doldurulmuş kesitlerde 0,85 katsayısı 1,0 alınır.

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (4.1)$$

Burada; f_y çelik kesitin akma dayanımını, f_{sk} donatı çeliğinin akma dayanımını, f_{cd} betonun karakteristik basınç dayanımı, $\gamma_a - \gamma_s - \gamma_c$ sırasıyla çelik kesitin, betonarme çeliğinin ve betonun güvenlik faktörleri olmak üzere, A_a yapısal çelik profilin alanı, A_c betonun alanı, A_s donatı alanı, f_{yd} yapısal çelik profilin akma dayanımı, f_{cd} betonun silindir basınç dayanımı, f_{sd} donatı akma dayanımını göstermektedir ve aşağıdaki gibi elde edilirler. Eurocode 4'e göre güvenlik faktörleri, $\gamma_a = 1,10, \gamma_s = 1,15, \gamma_c = 1,5$ alınır.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a} \quad (4.2)$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (4.3)$$

$$f_{cd} = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4.4)$$

$$A_c = b_c h_c - A_a - A_s \quad (4.5)$$

Eurocode 4'e göre kompozit kolonun dizayn taşıma kapasitesi, kalıcı gerilmeler ve dönme etkisine bağlıdır. Kolonun dizayn eksenel kuvveti N_{sd} ile kolon eksenel kuvvet dayanımı $N_{pl,Rd}$ arasındaki oran X narinlik faktörü olarak bilinir ve aşağıdaki gibi hesaplanır;

$$X_d = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \quad (4.6)$$

Eurocode 3'e göre X faktörü kolonun boyutsuz narinliği olan $\bar{\lambda}$ değerine bağlı olarak değişir. Bu değişim Şekil 4.3'de detaylı olarak görülmektedir. Aradaki ilişki kolonun dönmesine bağlı olarak aşağıdaki formülle de gösterilebilir.

$$X = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \quad (4.7)$$

Burada; ϕ dönmeyi, λ narinliği gösterir. α a,b ve c eğrileri için sırasıyla 0,21, 0,34 ve 0,49 olup dönme faktörüdür.

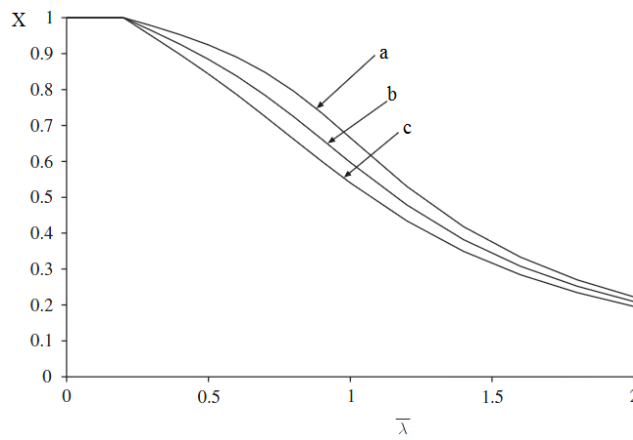
$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\lambda - 0,2) + \lambda^2 \right] \quad (4.8)$$

Deney sonuçlarına göre ‘a’ eğrisi beton ile doldurulmuş kesitler, ‘b’ ve ‘c’ eğrileri betona gömülmüş kesitler için kullanılabilir. Kompozit kolonun boyutsuz narinliği aşağıdaki gibi hesaplanır, Eurocode 4’e göre $\bar{\lambda} \leq 2,0$ olmalıdır.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr}}} \quad (4.9)$$

N_{cr} kritik taşıma kapasitesi; l kolonun burkulma uzunluğu olup kiriş mesnetlerinin merkezleri arasındaki mesafe alınır.

$$N_{cr} = \pi^2 \frac{(EI)_e}{l^2} \quad (4.10)$$



Şekil 4.3 X faktörü ve $\bar{\lambda}$ boyutsuz narinlik eğrileri

Kompozit kesitin efektif eğilme rijitliği $(EI)_e$ aşağıdaki gibi bulunur.

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,8 E_{cd} I_c + E_s I_s \quad (4.11)$$

$$\text{burada } E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} \quad (4.12)$$

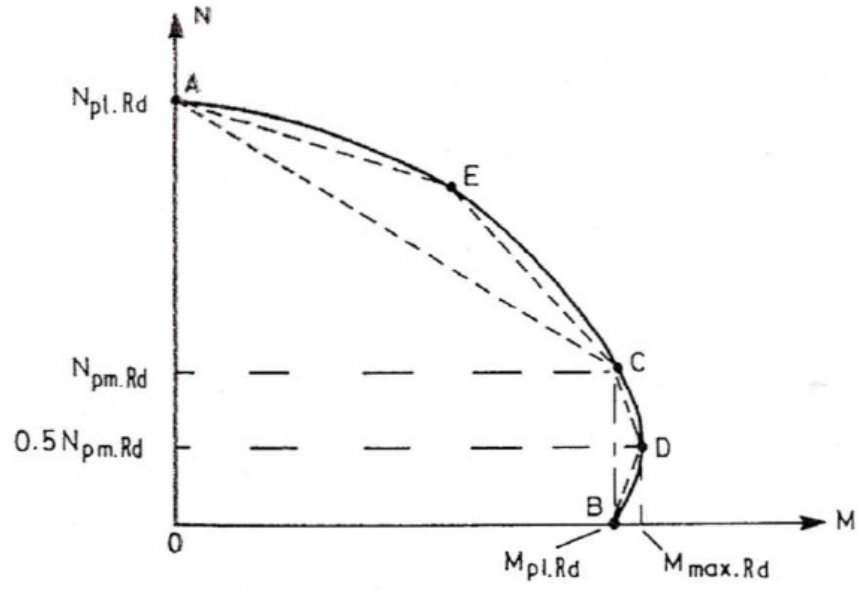
γ_c 'nin değeri 1,35 alınır. I_c çatlamamış kolon kesitinin merkezine göre beton alanın atalet momentidir.

$N_{pl,R}$ hesaplanırken $\gamma_M = 1$ alınır ve aşağıdaki gibi ifade edilir.

$$N_{pl,R} = A_a f_y + A_c (0,85 f_{ck}) + A_s f_{sk} \quad (4.13)$$

4.3.2 Eksenel Yük ve Eğilme Momenti Kombinasyonu Altında Davranış

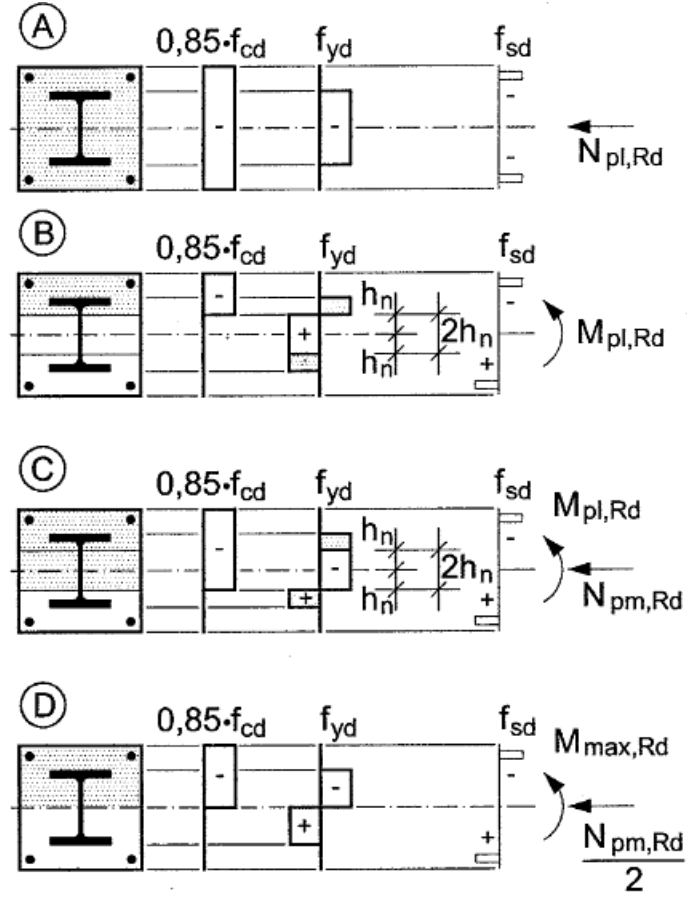
Kompozit kolon kesitinin eksenel yük-eğilme momenti (N-M) etkileşim diyagramı Şekil 4.4'de görülmektedir.



Şekil 4.4 Basınç ve tek eksenli eğilme altında etkileşim eğrisi (Eurocode 4)

Şekil 4.4'deki eksenel kuvvet ve eğilme kombinasyonu etkileşim eğrisi, Şekil 4.5'deki kesit gerilme dağılımları ile hesaplanır. Burada gerilme blokları dikdörtgen varsayılır. Şekil 4.4'de;

- A noktası basınç etkisi altındaki plastik dayanımı ($N_{pl,Rd}, 0$)
- B noktası plastik dayanım momenti ($0, M_{pl,Rd}$)
- C noktasında ($N_{pm,Rd}, M_{pl,Rd}$)
- D noktasında ($1/2 N_{pm,Rd}, M_{max,Rd}$)



Şekil 4.5 Kompozit kesit eksenel kuvvet ve eğilme altında gerime dağılımları (Eurocode 4)

- Eğrideki A noktası basınç etkisi altındaki plastik dayanımı $N_{pl,Rd}$ Formül (4.1) ile hesaplanır.
- B ve C noktasındaki plastik dayanım momenti $M_{pl,Rd}$ aşağıdaki gibi hesaplanır,

$$M_{pl,Rd} = M_{max,Rd} - W_{pan} f_{yd} - W_{pcn} \frac{f_{cd}}{2} \quad (4.14)$$

Burada, W_{pan} ve W_{pcn} sırasıyla çelik kesitin ve betonun mukavemet momentlerini (kesit modülleri), h_n çelik profil başlıkları ile alan merkezi arasındaki mesafeyi

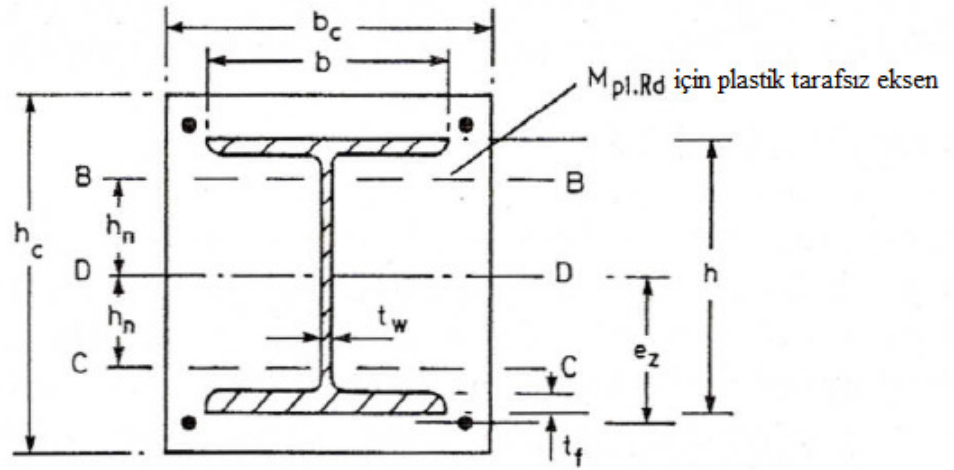
göstermektedir. Şekil 4.6’da kompozit kesitte B, C ve D noktaları için plastik tarafsız eksenleri görülmektedir. BB ve CC eksenleri arasındaki $2h_n$ derinliğine göre W_{pan} ve W_{pcn} mukavemet momentleri aşağıdaki gibi bulunurlar;

$$W_{pan} = t_w h_n^2 \quad (4.15)$$

$$W_{pcn} = (b_c - t_w) h_n^2 \quad (4.16)$$

Burada, h_n ;

$$h_n = \frac{A_c f_{cf}}{2b_c f_{cd} + 2t_w (2f_{yd} - f_{cd})} \quad (4.17)$$



Şekil 4.6 Tamamen beton ile kaplanmış I profil plastik tarafsız eksenleri

- C noktasındaki eksenel kuvvet;

kısmen veya tamamen betona gömülü kesitlerde;

$$N_{pm,Rd} = 0,85f_{cd}A_c \quad (4.18)$$

betonla doldurulmuş kesitlerde;

$$N_{pm,Rd} = f_{cd}A_c \quad (4.19)$$

- D noktasındaki eksenel kuvvet $N_{pm,Rd} / 2$ değerini alır.
- D noktasındaki moment değeri;

$$M_{max,Rd} = W_{pa} f_{yd} + W_{ps} f_{sd} + \frac{W_{pc} f_{cd}}{2} \quad (4.20)$$

Burada, W_{pa} , W_{ps} ve W_{pc} sırasıyla çelik kesitin, betonarme çeliğinin ve betonun mukavemet momentlerini (kesit modülleri) gösterir ve aşağıdaki gibi bulunurlar.

$$W_{pa} = \frac{(h - 2t_f) t_w^2}{4} + b t_f (h - t_f) \quad (4.21)$$

$$W_{ps} = A_s e_z \quad (4.22)$$

$$W_{pc} = \frac{b_c h_c^2}{4} - W_{pa} - W_{ps} \quad (4.23)$$

Etkileşim eğrisinin hesaplandığı varsayılarak, dizayn eksenel kuvveti N_{sd} ile maksimum eğilme momenti bilinir ve X narinlik faktörü yukarıdaki gibi hesaplanır.

Etkileşim eğrisindeki B noktası, $X N_{pl,Rd}$ eksenel yükü altındaki kolonun göçmesini gösterir. AB'deki eğilme dayanımının, kolon göçmeden hemen önceki eksenel yükün sebep olduğu maksimum eğilme momentine eşit olduğu kabul edilir.

Kolon uç momentleri eşit olduğunda ($M_1 = M_2$), eğilme momenti eksenel kuvvetle orantılıdır, böylece $X_d N_{pl,Rd}$ den düşük yüklerde eğrideki uzunluk CE olur. Buradaki X_d dizayn eksenel kuvvetindeki narinlik faktörünü gösterir. Şimdiki eğilme dayanımı CF ile gösterilir ve EF dayanımı uygulanan moment için elverişlidir. Verilen eksenel yük için eğilme momenti, kolon uç momentleri M_1 / M_2 1,0'ın altına düştüğünde azalır. Bu durum BEO doğrusunun BDG ile yer değiştirmesini göz önüne alır. Buradaki G noktasının ordinatı aşağıdaki gibi bulunur. M_1 ve M_2 kolon uç momentlerini gösterir (Johnson, 1994).

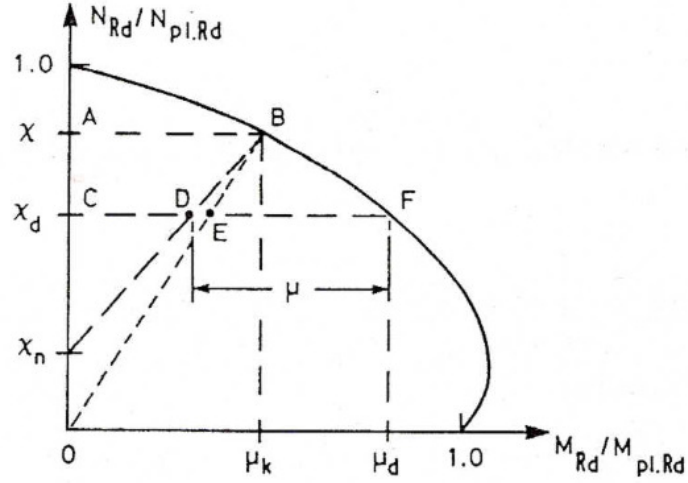
$$X_n = X \frac{1 - M_2 / M_1}{4} \quad (4.24)$$

Eğilme dayanımı böylece EF'den DF'ye artar. Daha basit bir yaklaşımla, beton için dikdörtgen gerilme bloğunun plastik tarafsız eksene uzandığı kabul edilir. Eğilme dayanımında % 10 azaltma yapılır, bunu doğrulama şartı aşağıdadır.

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = 0,9\mu M_{pl,Rd} \quad (4.25)$$

$$\text{burada } \mu = \mu_d - \mu_k \frac{X_d - X_n}{X - X_n} \quad (4.26)$$

μ_d ve μ_k sırasıyla X_d ve X_k için Şekil 4.7'deki etkileşim eğrisinde verilir.



Şekil 4.7 Basınç ve eğilme etkisindeki kolon için etkileşim eğrisi

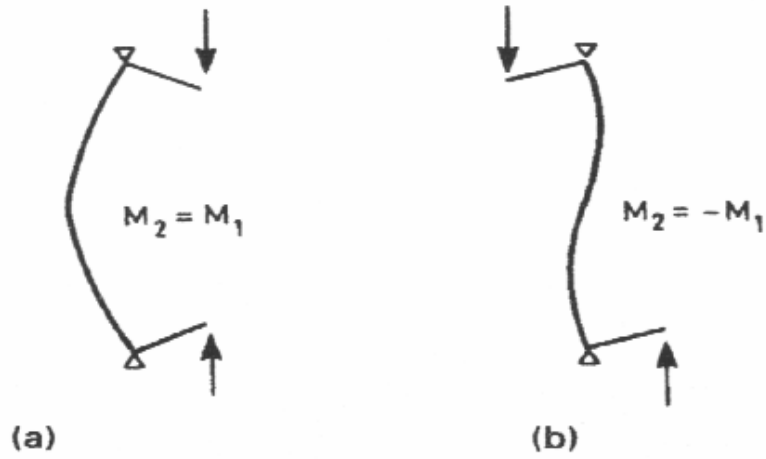
4.3.3 İkinci Mertebe Etkileri

Burkulma eğrileri kolona uygulanan eğilme momentinin ikinci mertebe etkilerini göz önüne almaz. Bunun için k faktörü kullanılarak, en büyük birinci mertebe eğilme momentini artırırız.

$$k = \frac{\beta}{1 - (N_{sd} / N_{cr})} \geq 1,0 \quad (4.27)$$

$$\text{burada, } \beta = 0,66 + 0,44 \left(\frac{M_2}{M_1} \right) \geq 0,44 \quad (4.28)$$

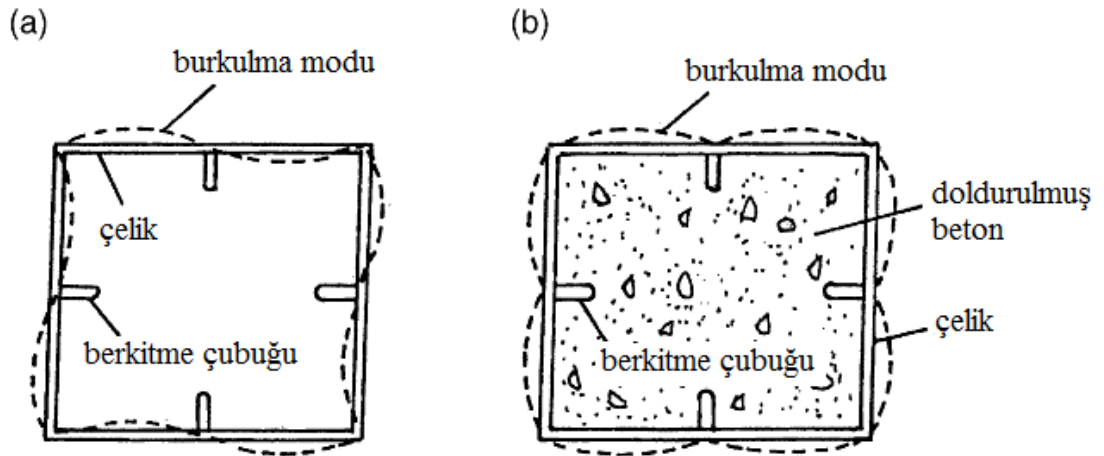
N_{cr} , kolon için elastik kritik yüküdür. β katsayısı, Şekil 4.8(a)'da görülen tek eğrilikli eğilmenin olumsuz etkilerinden çok, Şekil 4.8(b)'de görülen iki eğrilikli eğilmenin olumsuz etkileri hesaba katar.



Şekil 4.8 Tek ve çift eğrilikli eğilme

4.4 Kompozit ve Çelik Kolon Burkulma Davranışlarının Karşılaştırılması

Çelik ve kompozit kolonların basit burkulma biçimleri Şekil 4.9’da görülmektedir.

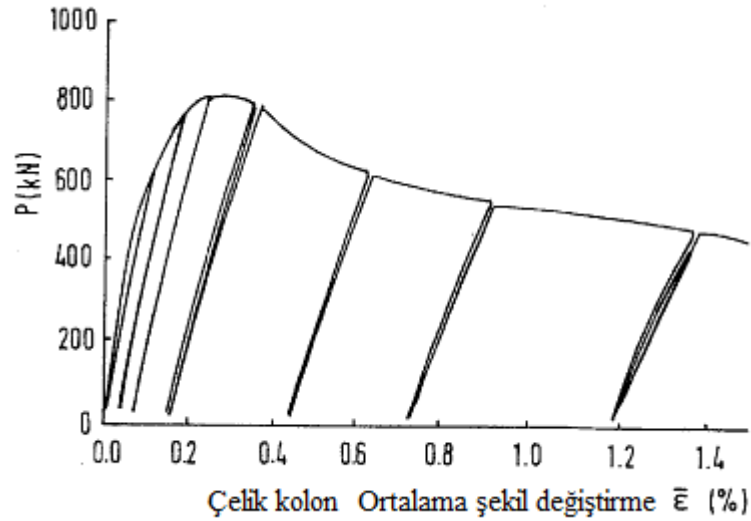


Şekil 4.9 Çelik ve kompozit kolon kesitlerinin burkulma modları

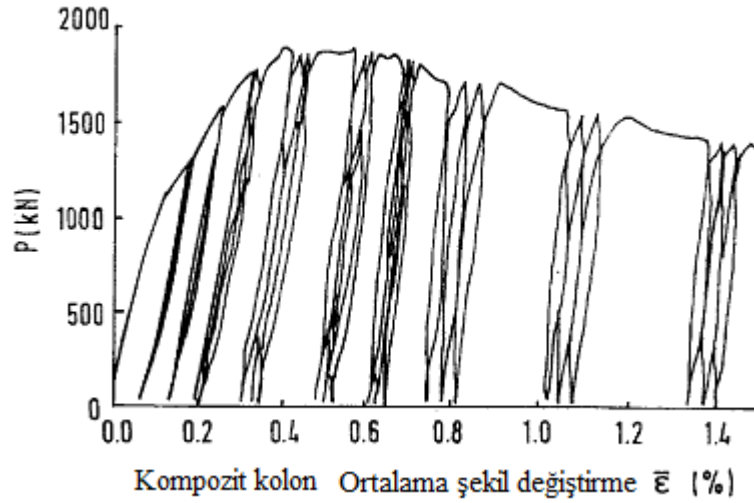
Betonla doldurulmuş boru şeklindeki kompozit kolonlarda, boru içindeki beton, çelik boru duvarının içe burkulma modlarını önlemekte ve boru duvarı borunun içindeki betona efektif yanıl sınırlandırma sağlamaktadır. Çelik ve beton

doldurulmuş kolonların devirsel yük altında, yük-ortalama şekil değiştirme eğrilerinin tipik örnekleri Şekil 4.10'da gösterilmiştir (Shanmugam ve Lakshmi, 2001).

Kompozit kolonların boşalma tepkileri, yerel(lokal) burkulmaya bağlı olarak tüp duvarının narinliğinin artmasıyla hızlı olmaktadır. Kompozit borunun tepkisi sadece çelik tüplere benzerdir. Beton doldurulmuş kolonların histerik halkaları erken devirlerde oldukça dardır ve sonraki alanlarda şekil değiştirmenin şiddetlenmesine bağlı olarak sonraki turlarda genişlemektedir.



Şekil 4.10 Devirsel yük altında çelik kolon yük-ortalama şekil değiştirme eğrileri



Şekil 4.11 Devirsel yük altında kompozit kolon yük-ortalama şekil değiştirme eğrileri

Çelik kutu kolonlarda maksimum dayanım, şekil değiştirmenin %0,2 olduğunda, beton doldurulmuş kolonda %0,3-0,4 değerlerinde elde edilmektedir. Beton doldurulmuş kompozit kolonların maksimum dayanımı çelik kolonlara göre çok daha fazladır. Bu sebeple, kompozit kolonlar daha yüksek dayanım ve daha yüksek süneklik nedeniyle daha iyi yapısal performans göstermektedir (Shanmugam ve Lakshmi, 2001).

4.5 Kompozit Kolonların Tasarım Yönetmelikleri

Geçtiğimiz son yirmi yılda araştırmacılar kompozit kolonların dizayn kuralları için analitik metotlar ve dizayn prosedürleri formüle etmişlerdir. Bu kodların her biri kendi ülkelerindeki dizayn felsefeleri ve uygulamalarıyla yazılmıştır. Kompozit kolonlarla ilgili dünyada kullanılan standartlar şöyledir;

- ACI 318-89 (The building code requirements of reinforced concrete-American Concrete Institute)

- AISC-LRFD (American Institute of Steel Construction-Load and Resistance Factor Design)
- AIJ (Architectural Institute of Japan)
- BS 5400-Part 5 (British Standard)
- EC4 (European Code)

4.5.1 Amerikan Beton Enstitüsü (ACI 318-89)

ACI'ya göre kompozit bir kolon, beton bir kolonun yapı çeliği ile şekillendirilerek güçlendirilmesi veya sarılmasına ilaveten donatının güçlendirilmesidir. Narinlik etkisi göz önüne alındığında eğer burulma ve esneme rijitliği taşıma yükü oranı parametresi olarak kullanılırsa eşdeğer yarıçap taşıma yükünden bağımsız olarak atalet yarıçapı sıfır (0) alınır. Çelik tüplerin sınır kalınlıkları, yerel burkulmaların oluşmaması için kompozit kolonlardaki içi boş çelik tüplerin düzenli eksenel yükler etkisi altında akma sınırına ulaşmaması ilkesine dayandırılmaktadır. Betondaki zayıflama etkisinin bir parametresi de basınç taşıma yüküdür (Shanmugam ve Lakshmi, 2001).

4.5.2 Amerikan Çelik Yapı Enstitüsü-Yük ve Direnç Faktörü Dizaynı (AISC-LRFD)

Bu yöntem ACI yönetmeliği ile aynı prensipler üzerine dayandırılmaktadır. Tasarımı, çelik kolonların denklemleri üzerine kurulur. En yüksek yük direnci esas alınarak nominal mukavemet tahmin edilir ve daha sonra düzeltme faktörleri (azaltma faktörleri) uygulanır. Nominal eksenel yük kapasitesi narinlik oranına bağlı olarak azaltılabilir. Hem ACI hem de AISC-LRFD elemanların kırılma analizlerini ve mukavemetlerinin etkilerini sınırlandırarak kesin hükümlerle göz önüne alır. ACI hükümlerine göre esneklik mukavemeti ile eksenel mukavemetin hesaplanması arasındaki ilişki betonarme kolonlardaki gibidir. Buna karşılık AISC –

LRFD’de çelik kolonlardaki gibi lineer olmayan etkileşimler üzerine formüle edilmesine dayandırılmıştır.

Yukarıda bahsedilen tasarım yöntemlerinde esneklik rijitliği, tahmin edilememiştir ve beton çekirdek çevresindeki çelik tüpün sınırlandırıcı etkisi ihmal edilmiştir. AISC – LRFD hükümlerine göre kompozit kolonlardaki betonun akma (sünme) etkisi ihmal edilmiştir (Shanmugam ve Lakshmi, 2001).

4.5.3 Japon Mimarlık Enstitüsü (AIJ)

Beton ve çelik kullanılarak oluşturulan kompozit yapı sistemleri Japonya’da ‘çelik takviyeli beton’ (SRC) olarak adlandırılır. Süperpoze edilmiş mukavemet formülleri ile elde edilen müsaade edilen dayanım ve elemanların elastik rijitlikleri çalışma yüklerinin hesaplanmasında temel alınmıştır. Kompozit elemanın kesit dayanımı her bir çelik ve beton elemanın kesit dayanımlarının birleştirilmesiyle hesaplanır. Bu sebeple çelik ve beton arasındaki etkileşim ihmal edilir. Euler burkulma yükü beton ve çelik elemanların ikisi içinde azaltılmış beton rijitliği ve güvenlik faktörleri ile beraber kullanılır. Bu metot asimetrik kesitler ve eksenel olmayan kesme kuvvetleri altındaki kolonlar için uygulanabilir (Shanmugam ve Lakshmi, 2001).

4.5.4 İngiliz Standardı (BS 5400-5.bölüm)

BS 5400 yönetmelik hükümleri malzeme güvenlik faktörleri ve sınır hesap tasarım yükleme faktörleri üzerine dayandırılmıştır. Maksimum moment kesit üzerindeki plastik gerilim dağılımından ve eksenel yük–moment etkileşim eğrisi kullanılarak hesaplanır. Rijitlik hesaplarında kırılmamış (çatlamamış), indirgenmiş (azaltılmış) beton özellikleri hesaba alınarak kullanılır. Bu metot sadece simetrik kesitler için uygulanabilir. Yine bu metot yüksek dayanımlı beton ile üretilmiş

kompozit kolonların kapasiteleri hakkında zayıf tahminlerde kullanılır (Shanmugam ve Lakshmi, 2001).

4.5.5 Avrupa Yönetmeliği (EC4)

EC4 çelik kesitini ve betonla dolu kesitleri güçlendirilmiş ve güçlendirilmemiş halleri ile inceler. Bu yönetmelik hizmet amaçlarına ve güvenliğe bağlı olarak, malzeme özelliklerini ve kısmi yük güvenlik faktörlerini dikkate alır. Deneysel sonuçlara dayandırılır. Uzun süreli yükleme etkilerini göz önüne alan tek yönetmeliktir (Shanmugam ve Lakshmi, 2001).

BÖLÜM BEŞ

BETONARME VE KOMPOZİT KESİTLİ YAPI MUKAYESESİ

5.1 Seçilen Sistem

Bu bölümde ETABS V9.2.0 yapı analiz programı kullanılarak, aynı yapı ölçülerine sahip betonarme ve kompozit kolon kesitli iki yapı türü çözümlenmiş ve karşılaştırılmıştır. Her iki yapıya ait olan sistem özellikleri aşağıdaki gibidir;

Yapı geometrik bilgileri:

Kat sayısı : 3

Kat yüksekliği : 3 m

X ve Y yönünde açıklıklar : 6, 5 ve 6 m

Tüm elemanlarda beton sınıfı : C25 ($f_{ck} = 25$ Mpa)

Donatı ve çelik profil sınıfı : S420

Deprem parametreleri:

Zemin tipi : Z2

Spektrum karakteristik periyotları : $T_a = 0,15$, $T_b = 0,40$

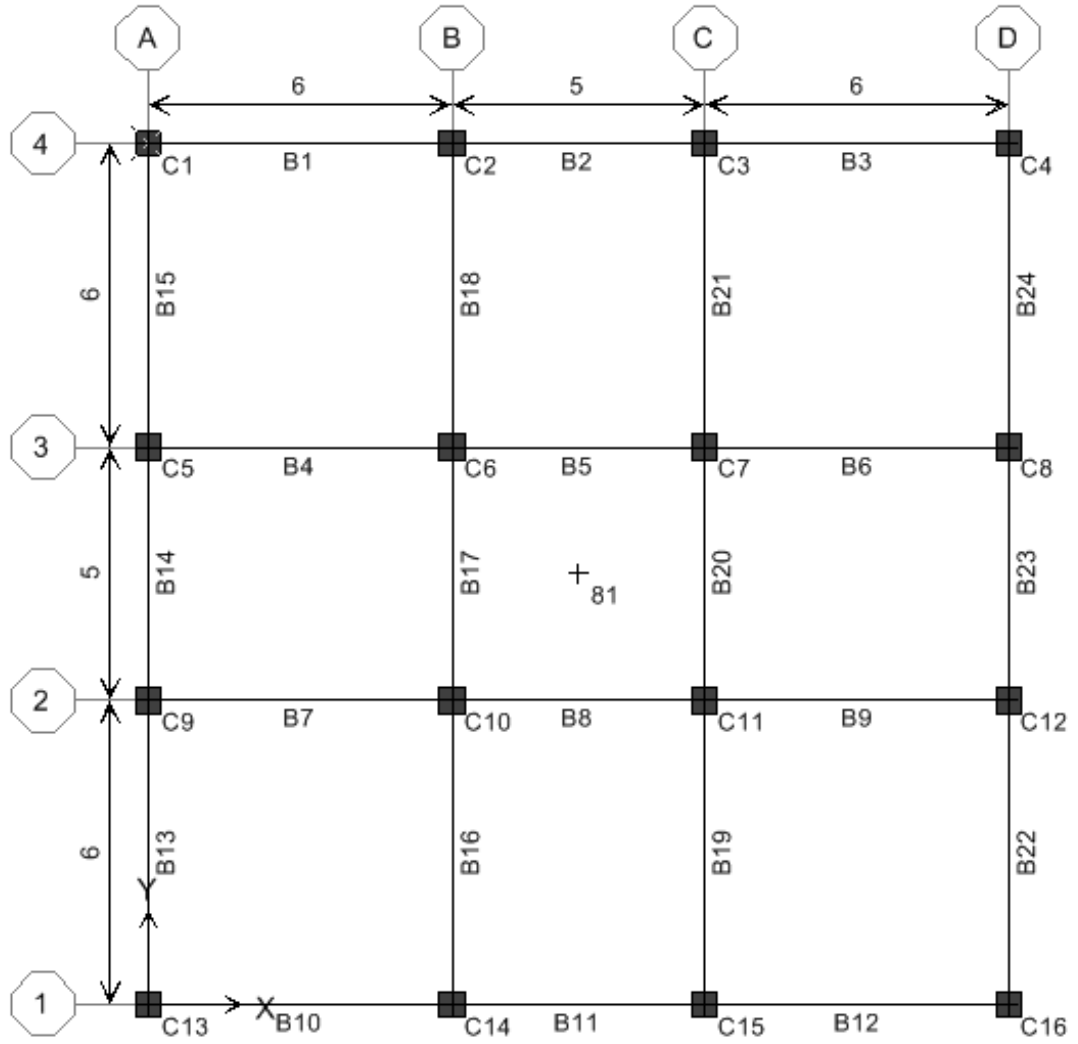
Yapı önem katsayısı (I) : 1

Deprem bölgesi : 1 (Konutlar, işyerleri...)

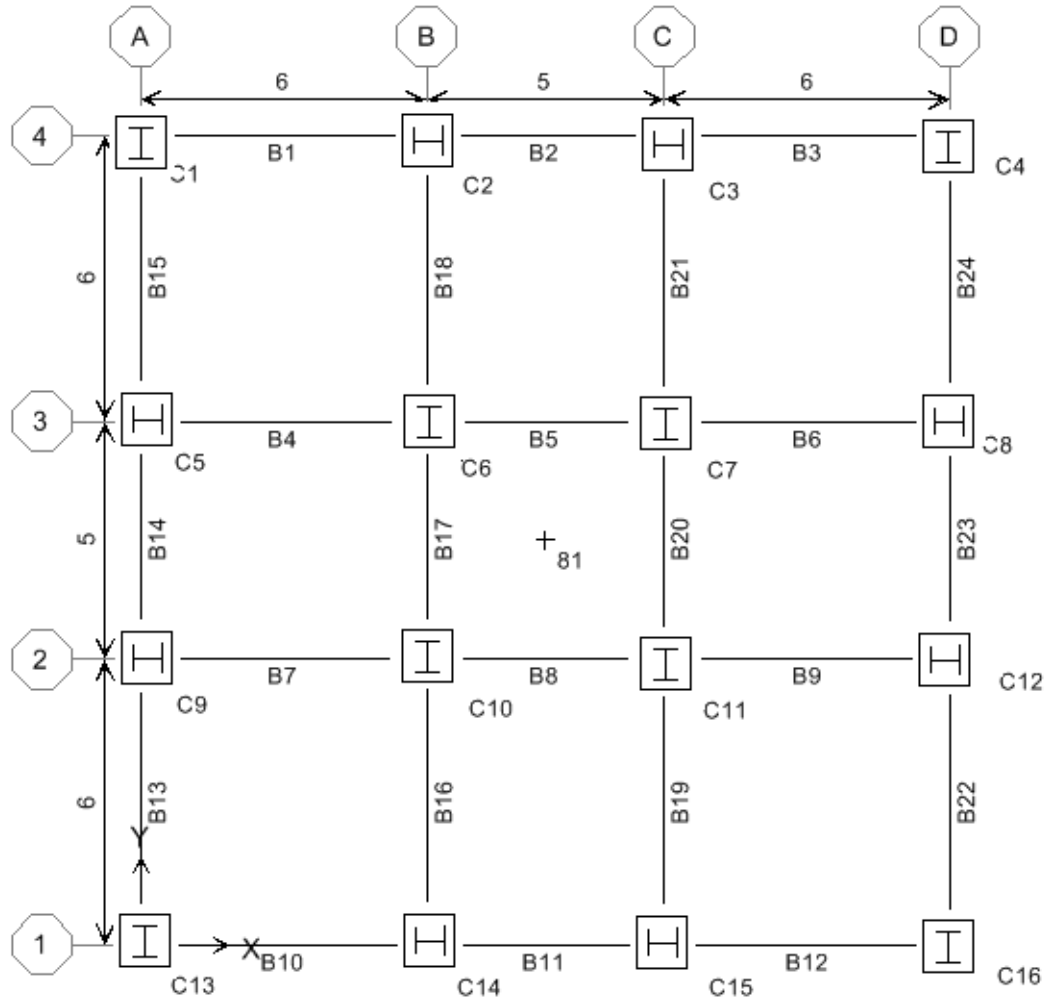
Etkin yer ivme katsayısı (A_o): 0,40

Kullanılan standartlar ve yönetmelikler : TS 500 (Şubat 2000), DBYBHY (2007), Eurocode 4.

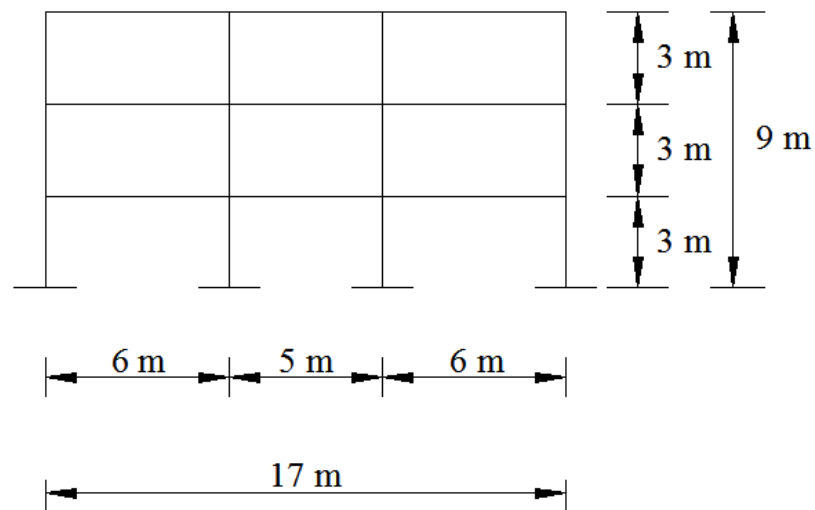
Yapının plan, kesit ve üç boyutlu görünüşleri sırasıyla Şekil 5.1, 5.2, 5.3 ve 5.4’de gösterilmiştir. Kompozit yapıda betonarme yapıdan farklı olarak yapının sadece kolon kesitleri kompozit olarak dizayn edilmiştir.



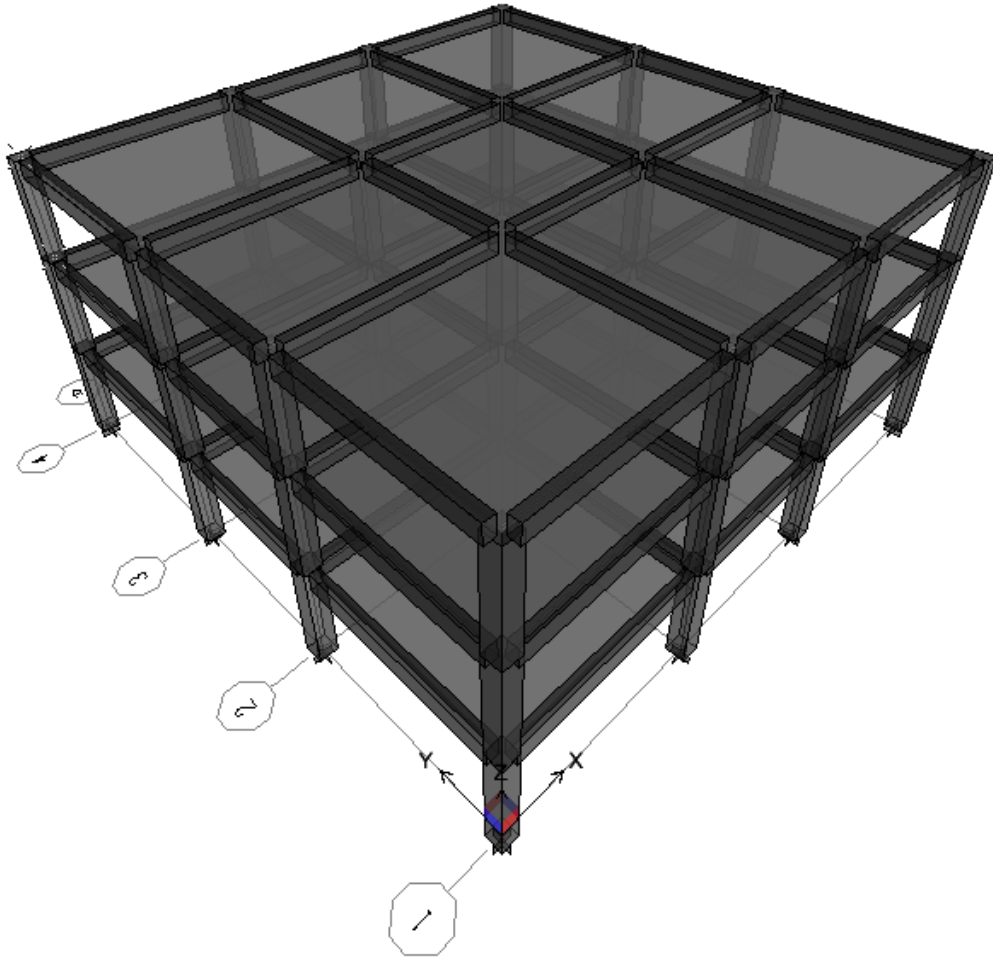
Şekil 5.1 Betonarme yapı planı



Şekil 5.2 Kompozit yapı planı



Şekil 5.3 Yapıların 1 aksı görünüşleri



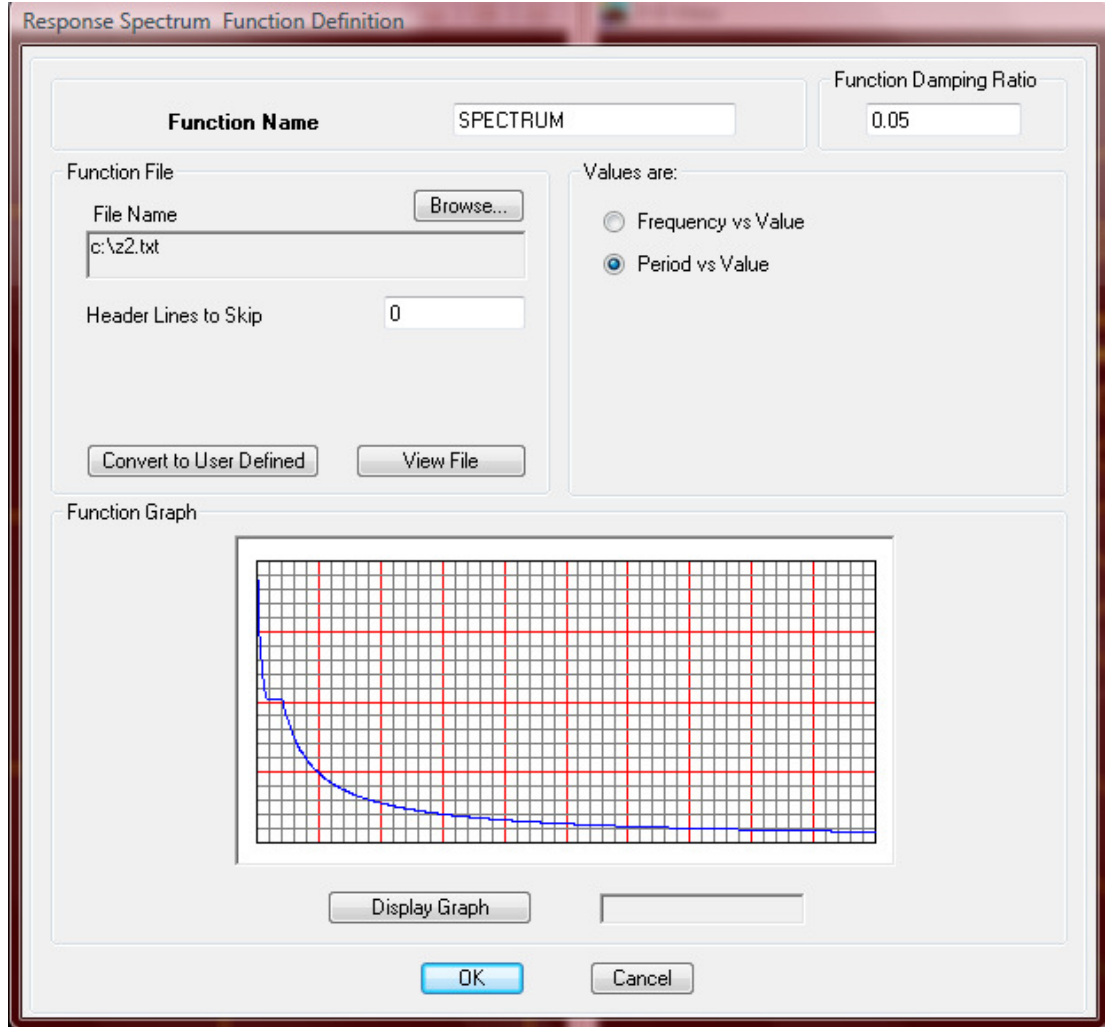
Şekil 5.4 Yapıların 3 boyutlu görünüşleri

5.2 Yüklemler

ETABS programında elemanların öz ağırlıkları otomatik olarak hesaplanmaktadır. Döşemelere $0,17 \text{ tf/m}^2$ fayans kaplama yükü, $0,35 \text{ tf/m}^2$ hareketli yük ilave edilmiştir. Kirişlere $0,80 \text{ tf/m}$ duvar yükü (19 cm tuğla) ilave edilmiştir.

5.2.1 Yapı Deprem Yüklerinin Belirlenmesi

Yapılarda deprem hesabında Mod Birleştirme Yöntemi kullanılmıştır. Deprem parametrelerine göre yapı tepki spectrumu fonksiyonu sisteme girilmiştir (Şekil 5.5).

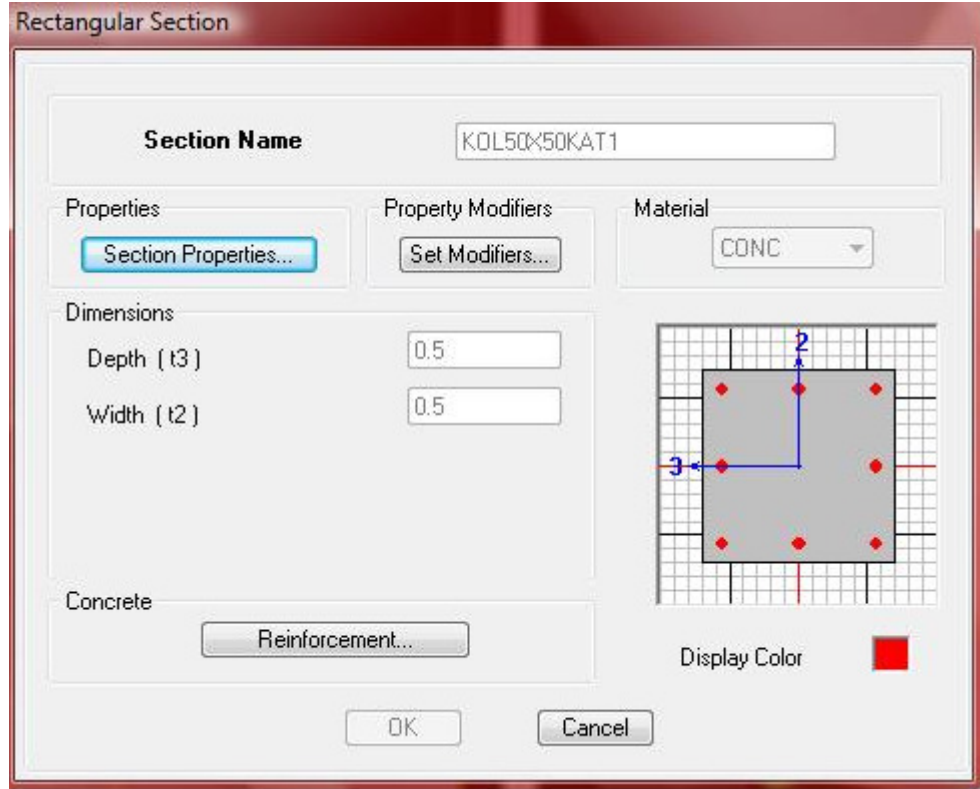


Şekil 5.5 Yapı tepki fonksiyonu

5.3 Yapı Kesit Boyutları

5.3.1 Betonarme Yapı Kesit Boyutları

Betonarme yapı sisteminde seçilen tüm kirişler 30x50 cm boyutunda, tüm kolonlar 50x50 cm ve tüm döşemeler 15 cm kalınlığındadır.



Şekil 5.5 Betonarme kolon kesiti

5.3.2 Kompozit Yapı Kesit Boyutları

Kompozit yapı sisteminde, betonarme yapıdan farklı olarak sadece kolon kesitleri değiştirilmiştir. Kompozit kolon geometrik boyutları betonarmeyele aynı olup 50x50 cm boyutlarındadır. Eurocode 4 (EC4)'e göre kompozit kolon elemanlarında yapısal çelik sınıfı S235 ve S460, kullanılan beton sınıfı C20 ve C50 aralığında olması gerektiğinden her iki yapıda da beton sınıfı C25 ve çelik sınıfı S420 seçilmiştir. EC4' e uygun olarak kompozit kolon iki eksenli etrafında simetrik ve en kesit eleman boyunca sabittir.

$h_c = 50 \text{ cm}$ ve $b_c = 50 \text{ cm}$ olduğundan $h_c / b_c = 1$ dir ve EC4'e göre $0,2 \leq h_c / b_c \leq 5,0$ koşulunu sağlamaktadır.

Kompozit kolon tamamen betona gömülü kesit olup, EC4'de belirtilen boyuna donatı miktarı beton alanının % 6'sını geçmeme koşuluna uygun olarak HE 260 B profili seçilmiş ve 8 adet Ø16 donatı kullanılmıştır. Donatı çeliğinin dağılmasını önlemek amacıyla etriye (Ø10) ile sarılmıştır.

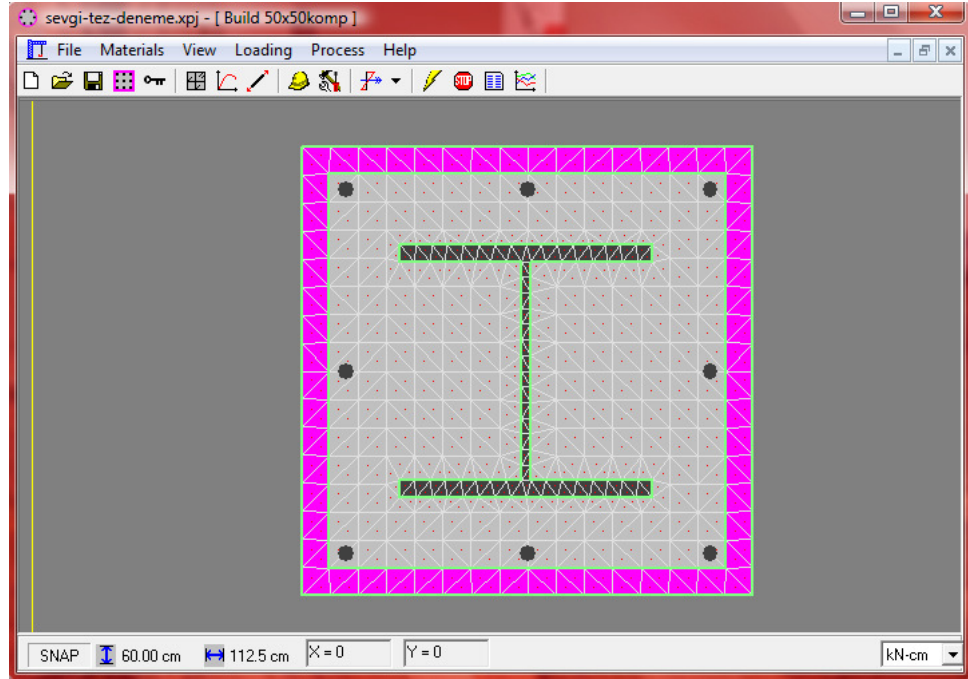
Boyuna donatı alanı; HE 260 B profili alanı + 8Ø16 donatı alanı = $118,40 \text{ cm}^2 + 16,09 \text{ cm}^2 = 134,49 \text{ cm}^2$

Beton alanı, $50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2 - 134,49 = 2365,51 \text{ cm}^2$

Beton alanının % 6 sı; $2365,51 \times 0,06 = 141,93 \text{ cm}^2$

$134,49 < 141,93$ koşulu sağlamaktadır.

Kompozit kolon kapasite hesabı için yardımcı program olarak XTRACT 3.0.8 programı kullanılmıştır. Bu program istenilen şekle sahip kesitleri tanımlamak ve geometrik özellikleri ile kesit kapasitelerini hesaplamak için tasarlanan bir programdır. XTRACT programına seçilen kompozit kolon kesiti verileri girilerek kesit kapasitesi hesaplanmıştır. Seçilen kompozit kolon kesiti Şekil 5.6'da görülmektedir.



Şekil 5.6 Kompozit kolon en kesiti

Kompozit kolona ait XTRACT programında hesaplanan değerler Şekil 5.7'deki gibidir.

XTRACT Section Report - Educational

Imbsen & Associates, Inc. (Educat

Section Name: 50x50komp

sevgi-tez

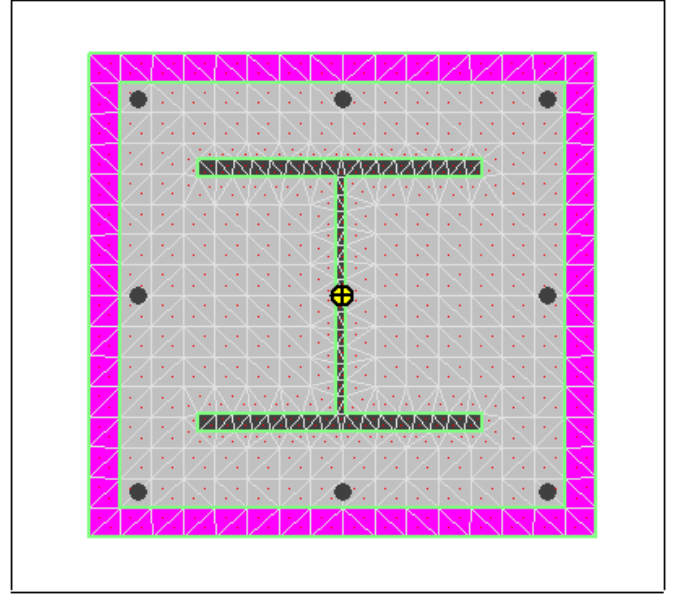
Page __ of __

Section Details:

X Centroid:	-38.51E-3 cm
Y Centroid:	.1984E-16 cm
Section Area:	2500 cm ²
EI gross about X:	1.97E+8 N-m ²
EI gross about Y:	1.77E+8 N-m ²
I trans (C25komp) about X:	651.4E+3 cm ⁴
I trans (C25komp) about Y:	584.1E+3 cm ⁴
Reinforcing Bar Area:	16.09 cm ²
Percent Longitudinal Steel:	.6435 %
Overall Width:	50.00 cm
Overall Height:	50.00 cm
Number of Fibers:	654
Number of Bars:	8
Number of Materials:	3

Material Types and Names:

Unconfined Concrete:	c25
Strain Hardening Steel:	s420
Confined Concrete:	C25komp



Şekil 5.7 Kompozit kolon en kesit değerleri

ETABS programında kompozit kolon etkisi yaratmak amacı ile XTRACT programında hesaplanan kompozit kolon X ve Y doğrultusunda EI eğilme rijitliği değerleri kullanılarak analiz yapılmıştır.

5.4 Analiz

5.4.1 Betonarme Yapı Analiz Sonuçları

ETABS programında betonarme yapı Deprem X pozitif ve deprem Y pozitif yönünde tepki spectrumu deprem parametreleri kullanılarak analiz edilmiştir. Elde

edilen kolon kesme kuvvetleri ve momentler TS 500 standardına uygun olarak tahkik edilmiştir (Tablo 5.1,2,3,4,5,6).

Betonarme yapı ayrıca İdeCAD 6.0 programında çözülerek donatılandırılmıştır. Kolon etriye çapı Ø10, etriye aralığı 10 cm ve pas payı 2,5 cm olmak üzere;

$$\text{Kesit çatlama dayanımı } V_{cr} = 0,65f_{ctd}b_wd = 0,65 \times 120 \times 0,50 \times 0,475 = 18,53 \text{ t}$$

$$\text{Kesmeye beton katkısı } V_c = 0,8V_{cr} = 0,8 \times 18,53 = 14,82 \text{ t}$$

$$\text{Kesmeye etriye katkısı } V_w = \frac{A_{sw}}{s}f_{ywd}d = \frac{1,57}{10} \times 3,65 \times 47,5 = 27,22 \text{ t}$$

$$\text{Kesme dayanımı } V_r = V_c + V_w = 14,82 + 27,22 = 42,04 \text{ t}$$

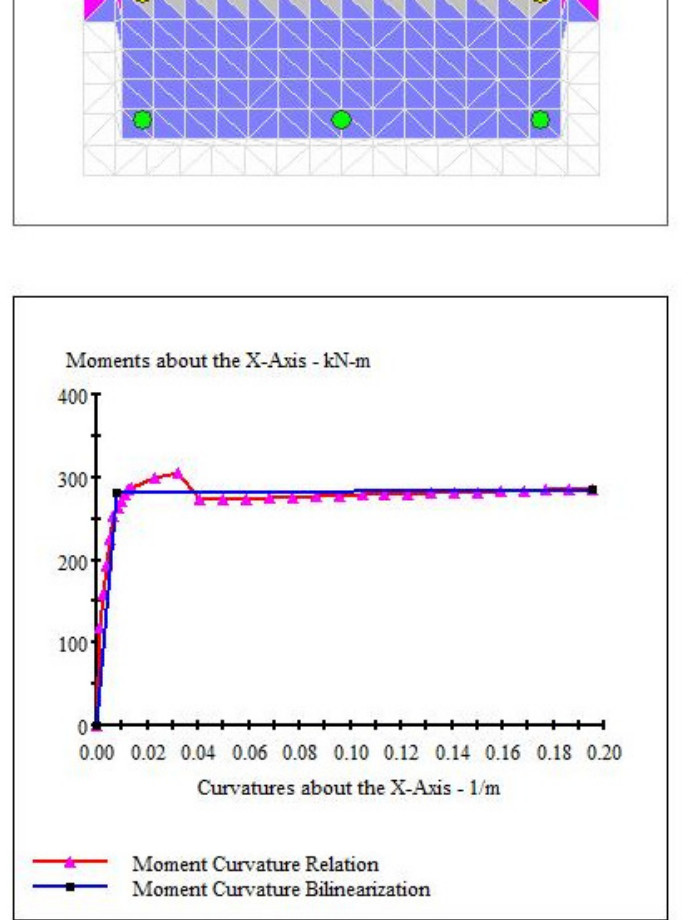
Betonarme kolon kesiti XTRACT programında analiz edilerek kesitin taşıyabileceği moment kapasite değeri elde edilerek moment tahkiki yapılmıştır. (Ultimate moment =28,54 tm). XTRACT programından elde edilen betonarme kolon moment taşıma kapasitesi Şekil 5.8’de görülmektedir.

Analysis Results:

Failing Material:	Confinedc25
Failure Strain:	24.30E-3 Compression
Curvature at Initial Load:	.3336E-10 1/m
Curvature at First Yield:	6.858E-3 1/m
Ultimate Curvature:	.1954 1/m
Moment at First Yield:	254.0 kN-m
Ultimate Moment:	285.4 kN-m
Centroid Strain at Yield:	.5030E-3 Ten
Centroid Strain at Ultimate:	15.13E-3 Ten
N.A. at First Yield:	7.334 cm
N.A. at Ultimate:	7.744 cm
Energy per Length:	54.20 kN
Effective Yield Curvature:	7.572E-3 1/m
Effective Yield Moment:	280.5 kN-m
Over Strength Factor:	1.018
EI Effective:	3.70E+7 N-m ²
Yield EI Effective:	26.35E+3 N-m ²
Bilinear Harding Slope:	71.15E-3 %
Curvature Ductility:	25.80

Comments:

User Comments



Şekil 5.8 Betonarme kolon analiz sonuçları (XTRACT)

Tablo 5.1 Betonarme yapı 3.kat kolon iç kuvvetleri

Kolon no	Yükleme		P Eksenel Kuvvet (t)	V2 Kesme Kuvveti (t)	V3 Kesme Kuvveti (t)	Vr Kesme Dayanımı (t)	Vcr Çatlama Dayanımı (t)	Kesme Kuvveti Yeterlilik
C1	DEPXP	Max	-12,38	-1,67	4,12	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-15,23	-6,03	3,58	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-12,39	-3,58	6,02	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-15,23	-4,12	1,67	42,04	18,53	√
C2	DEPXP	Max	-21,64	6,07	5,89	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-22,21	-3,56	5,76	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-20,34	1,68	8,18	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-23,51	0,82	3,48	42,04	18,53	√
C3	DEPXP	Max	-21,64	3,56	5,89	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-22,21	-6,07	5,76	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-20,34	-0,82	8,18	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-23,51	-1,68	3,48	42,04	18,53	√
C4	DEPXP	Max	-12,38	6,03	4,12	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-15,23	1,67	3,58	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-12,39	4,12	6,02	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-15,23	3,58	1,67	42,04	18,53	√
C5	DEPXP	Max	-20,34	-3,49	-0,82	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-23,52	-8,19	-1,68	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-21,65	-5,77	3,55	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-22,21	-5,90	-6,06	42,04	18,53	√

Tablo 5.1 Betonarme yapı 3.kat kolon iç kuvvetleri devamı

Kolon no	Yükleme		P Eksenel Kuvvet (t)	V2 Kesme Kuvveti (t)	V3 Kesme Kuvveti (t)	Vr Kesme Dayanımı (t)	Vcr Çatlama Dayanımı (t)	Kesme Kuvveti Yeterlilik
C6	DEPXP	Max	-34,68	6,84	-1,74	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-35,16	-3,08	-2,02	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-34,68	2,02	3,07	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-35,15	1,74	-6,82	42,04	18,53	√
C7	DEPXP	Max	-34,68	3,08	-1,74	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-35,16	-6,84	-2,02	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-34,68	-1,74	3,07	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-35,15	-2,02	-6,82	42,04	18,53	√
C8	DEPXP	Max	-20,34	8,19	-0,82	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-23,52	3,49	-1,68	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-21,65	5,90	3,55	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-22,21	5,77	-6,06	42,04	18,53	√
C9	DEPXP	Max	-20,34	-3,49	1,68	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-23,52	-8,19	0,82	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-21,65	-5,77	6,06	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-22,21	-5,90	-3,55	42,04	18,53	√
C10	DEPXP	Max	-34,68	6,84	2,02	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-35,16	-3,08	1,74	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-34,68	2,02	6,82	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-35,15	1,74	-3,07	42,04	18,53	√

Tablo 5.1 Betonarme yapı 3.kat kolon iç kuvvetleri devamı

Kolon no	Yükleme		P Eksenel Kuvvet (t)	V2 Kesme Kuvveti (t)	V3 Kesme Kuvveti (t)	Vr Kesme Dayanımı (t)	Vcr Çatlama Dayanımı (t)	Kesme Kuvveti Yeterlilik
C11	DEPXP	Max	-34,68	3,08	2,02	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-35,16	-6,84	1,74	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-34,68	-1,74	6,82	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-35,15	-2,02	-3,07	42,04	18,53	√
C12	DEPXP	Max	-20,34	8,19	1,68	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-23,52	3,49	0,82	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-21,65	5,90	6,06	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-22,21	5,77	-3,55	42,04	18,53	√
C13	DEPXP	Max	-12,38	-1,67	-3,58	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-15,23	-6,03	-4,12	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-12,39	-3,58	-1,67	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-15,23	-4,12	-6,02	42,04	18,53	√
C14	DEPXP	Max	-21,64	6,07	-5,76	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-22,21	-3,56	-5,89	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-20,34	1,68	-3,48	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-23,51	0,82	-8,18	42,04	18,53	√
C15	DEPXP	Max	-21,64	3,56	-5,76	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-22,21	-6,07	-5,89	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-20,34	-0,82	-3,48	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-23,51	-1,68	-8,18	42,04	18,53	√
C16	DEPXP	Max	-12,38	6,03	-3,58	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-15,23	1,67	-4,12	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-12,39	4,12	-1,67	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-15,23	3,58	-6,02	42,04	18,53	√

Tablo 5.2 Betonarme yapı 3.kat iç kuvvetleri

Kolon no	Yükleme		M2 Moment (tm)	M3 Moment (tm)	Md Moment Taşıma Kapasitesi (tm)	Moment Yeterlilik
C1	DEPXP	Max	4,87	-2,81	28,54	√
	DEPXP	Min	4,42	-6,49	28,54	√
	DEPYP	Max	6,49	-4,42	28,54	√
	DEPYP	Min	2,80	-4,88	28,54	√
C2	DEPXP	Max	7,16	6,89	28,54	√
	DEPXP	Min	7,06	-3,96	28,54	√
	DEPYP	Max	9,23	1,93	28,54	√
	DEPYP	Min	4,98	1,00	28,54	√
C3	DEPXP	Max	7,16	3,96	28,54	√
	DEPXP	Min	7,06	-6,89	28,54	√
	DEPYP	Max	9,23	-1,00	28,54	√
	DEPYP	Min	4,98	-1,93	28,54	√
C4	DEPXP	Max	4,87	6,49	28,54	√
	DEPXP	Min	4,42	2,81	28,54	√
	DEPYP	Max	6,49	4,88	28,54	√
	DEPYP	Min	2,80	4,42	28,54	√
C5	DEPXP	Max	-0,99	-4,99	28,54	√
	DEPXP	Min	-1,93	-9,24	28,54	√
	DEPYP	Max	3,96	-7,06	28,54	√
	DEPYP	Min	-6,89	-7,16	28,54	√
C6	DEPXP	Max	-2,07	8,00	28,54	√
	DEPXP	Min	-2,38	-3,55	28,54	√
	DEPYP	Max	3,54	2,38	28,54	√
	DEPYP	Min	-8,00	2,07	28,54	√
C7	DEPXP	Max	-2,07	3,55	28,54	√
	DEPXP	Min	-2,38	-8,00	28,54	√
	DEPYP	Max	3,54	-2,07	28,54	√
	DEPYP	Min	-8,00	-2,38	28,54	√
C8	DEPXP	Max	-0,99	9,24	28,54	√
	DEPXP	Min	-1,93	4,99	28,54	√
	DEPYP	Max	3,96	7,16	28,54	√
	DEPYP	Min	-6,89	7,06	28,54	√

Tablo 5.2 Betonarme yapı 3.kat kolon iç kuvvetleri devamı

Kolon no	Yükleme		M2 Moment (tm)	M3 Moment (tm)	Md Moment Taşıma Kapasitesi (tm)	Moment Yeterlilik
C9	DEPXP	Max	1,93	-4,99	28,54	√
	DEPXP	Min	0,99	-9,24	28,54	√
	DEPYP	Max	6,89	-7,06	28,54	√
	DEPYP	Min	-3,96	-7,16	28,54	√
C10	DEPXP	Max	2,38	8,00	28,54	√
	DEPXP	Min	2,07	-3,55	28,54	√
	DEPYP	Max	8,00	2,38	28,54	√
	DEPYP	Min	-3,54	2,07	28,54	√
C11	DEPXP	Max	2,38	3,55	28,54	√
	DEPXP	Min	2,07	-8,00	28,54	√
	DEPYP	Max	8,00	-2,07	28,54	√
	DEPYP	Min	-3,54	-2,38	28,54	√
C12	DEPXP	Max	1,93	9,24	28,54	√
	DEPXP	Min	0,99	4,99	28,54	√
	DEPYP	Max	6,89	7,16	28,54	√
	DEPYP	Min	-3,96	7,06	28,54	√
C13	DEPXP	Max	-4,42	-2,81	28,54	√
	DEPXP	Min	-4,87	-6,49	28,54	√
	DEPYP	Max	-2,80	-4,42	28,54	√
	DEPYP	Min	-6,49	-4,88	28,54	√
C14	DEPXP	Max	-7,06	6,89	28,54	√
	DEPXP	Min	-7,16	-3,96	28,54	√
	DEPYP	Max	-4,98	1,93	28,54	√
	DEPYP	Min	-9,23	1,00	28,54	√
C15	DEPXP	Max	-7,06	3,96	28,54	√
	DEPXP	Min	-7,16	-6,89	28,54	√
	DEPYP	Max	-4,98	-1,00	28,54	√
	DEPYP	Min	-9,23	-1,93	28,54	√
C16	DEPXP	Max	-4,42	6,49	28,54	√
	DEPXP	Min	-4,87	2,81	28,54	√
	DEPYP	Max	-2,80	4,88	28,54	√
	DEPYP	Min	-6,49	4,42	28,54	√

Tablo 5.3 Betonarme yapı 2.kat kolon iç kuvvetleri

Kolon no	Yükleme		P Eksenel Kuvvet (t)	V2 Kesme Kuvveti (t)	V3 Kesme Kuvveti (t)	Vr Kesme Dayanımı (t)	Vcr Çatlama Dayanımı (t)	Kesme Kuvveti Yeterlilik
C1	DEPXP	Max	-24,13	1,85	3,00	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-31,91	-6,88	2,02	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-24,13	-2,02	6,87	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-31,91	-3,01	-1,84	42,04	18,53	√
C2	DEPXP	Max	-42,98	8,3	4,01	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-45,01	-6,69	3,75	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-39,64	1,5	8,32	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-48,35	0,1	-0,56	42,04	18,53	√
C3	DEPXP	Max	-42,98	6,69	4,01	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-45,01	-8,3	3,75	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-39,64	-0,1	8,32	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-48,35	-1,5	-0,56	42,04	18,53	√
C4	DEPXP	Max	-24,13	6,88	3,00	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-31,91	-1,85	2,02	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-24,13	3,01	6,87	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-31,91	2,02	-1,84	42,04	18,53	√
C5	DEPXP	Max	-39,64	0,57	-0,1	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-48,36	-8,33	-1,5	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-42,99	-3,75	6,68	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-45,01	-4,01	-8,29	42,04	18,53	√

Tablo 5.3 Betonarme yapı 2.kat kolon iç kuvvetleri devamı

Kolon no	Yükleme		P Eksenel Kuvvet (t)	V2 Kesme Kuvveti (t)	V3 Kesme Kuvveti (t)	Vr Kesme Dayanımı (t)	Vcr Çatlama Dayanımı (t)	Kesme Kuvveti Yeterlilik
C6	DEPXP	Max	-68,17	8,82	-1,02	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-70,1	-6,33	-1,47	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-68,18	1,47	6,32	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-70,09	1,02	-8,81	42,04	18,53	√
C7	DEPXP	Max	-68,17	6,33	-1,02	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-70,1	-8,82	-1,47	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-68,18	-1,02	6,32	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-70,09	-1,47	-8,81	42,04	18,53	√
C8	DEPXP	Max	-39,64	8,33	-0,1	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-48,36	-0,57	-1,5	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-42,99	4,01	6,68	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-45,01	3,75	-8,29	42,04	18,53	√
C9	DEPXP	Max	-39,64	0,57	1,5	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-48,36	-8,33	0,1	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-42,99	-3,75	8,29	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-45,01	-4,01	-6,68	42,04	18,53	√
C10	DEPXP	Max	-68,17	8,82	1,47	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-70,1	-6,33	1,02	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-68,18	1,47	8,81	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-70,09	1,02	-6,32	42,04	18,53	√

Tablo 5.3 Betonarme yapı 2.kat kolon iç kuvvetleri devamı

Kolon no	Yükleme		P Eksenel Kuvvet (t)	V2 Kesme Kuvveti (t)	V3 Kesme Kuvveti (t)	Vr Kesme Dayanımı (t)	Vcr Çatlama Dayanımı (t)	Kesme Kuvveti Yeterlilik
C11	DEPXP	Max	-68,17	6,33	1,47	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-70,1	-8,82	1,02	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-68,18	-1,02	8,81	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-70,09	-1,47	-6,32	42,04	18,53	√
C12	DEPXP	Max	-39,64	8,33	1,5	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-48,36	-0,57	0,1	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-42,99	4,01	8,29	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-45,01	3,75	-6,68	42,04	18,53	√
C13	DEPXP	Max	-24,13	1,85	-2,02	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-31,91	-6,88	-3,00	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-24,13	-2,02	1,84	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-31,91	-3,01	-6,87	42,04	18,53	√
C14	DEPXP	Max	-42,98	8,3	-3,75	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-45,01	-6,69	-4,01	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-39,64	1,5	0,56	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-48,35	0,1	-8,32	42,04	18,53	√
C15	DEPXP	Max	-42,98	6,69	-3,75	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-45,01	-8,3	-4,01	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-39,64	-0,1	0,56	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-48,35	-1,5	-8,32	42,04	18,53	√
C16	DEPXP	Max	-24,13	6,88	-2,02	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-31,91	-1,85	-3,00	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-24,13	3,01	1,84	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-31,91	2,02	-6,87	42,04	18,53	√

Tablo 5.4 Betonarme yapı 2.kat kolon iç kuvvetleri

Kolon no	Yükleme		M2 Moment (tm)	M3 Moment (tm)	Md Moment Taşıma Kapasitesi (tm)	Moment Yeterlilik
C1	DEPXP	Max	4,83	1,70	28,54	√
	DEPXP	Min	3,51	-10,04	28,54	√
	DEPYP	Max	10,03	-3,51	28,54	√
	DEPYP	Min	-1,69	-4,84	28,54	√
C2	DEPXP	Max	6,57	12,24	28,54	√
	DEPXP	Min	6,22	-9,49	28,54	√
	DEPYP	Max	12,47	2,38	28,54	√
	DEPYP	Min	0,32	0,37	28,54	√
C3	DEPXP	Max	6,57	9,49	28,54	√
	DEPXP	Min	6,22	-12,24	28,54	√
	DEPYP	Max	12,47	-0,37	28,54	√
	DEPYP	Min	0,32	-2,38	28,54	√
C4	DEPXP	Max	4,83	10,04	28,54	√
	DEPXP	Min	3,51	-1,70	28,54	√
	DEPYP	Max	10,03	4,84	28,54	√
	DEPYP	Min	-1,69	3,51	28,54	√
C5	DEPXP	Max	-0,37	-0,31	28,54	√
	DEPXP	Min	-2,38	-12,49	28,54	√
	DEPYP	Max	9,47	-6,23	28,54	√
	DEPYP	Min	-12,22	-6,57	28,54	√
C6	DEPXP	Max	-1,79	13,16	28,54	√
	DEPXP	Min	-2,43	-8,94	28,54	√
	DEPYP	Max	8,92	2,43	28,54	√
	DEPYP	Min	-13,15	1,79	28,54	√
C7	DEPXP	Max	-1,79	8,94	28,54	√
	DEPXP	Min	-2,43	-13,16	28,54	√
	DEPYP	Max	8,92	-1,79	28,54	√
	DEPYP	Min	-13,15	-2,43	28,54	√
C8	DEPXP	Max	-0,37	12,49	28,54	√
	DEPXP	Min	-2,38	0,31	28,54	√
	DEPYP	Max	9,47	6,57	28,54	√
	DEPYP	Min	-12,22	6,23	28,54	√

Tablo 5.4 Betonarme yapı 2.kat kolon iç kuvvetleri devamı

Kolon no	Yükleme		M2 Moment (tm)	M3 Moment (tm)	Md Moment Taşıma Kapasitesi (tm)	Moment Yeterlilik
C9	DEPXP	Max	2,38	-0,31	28,54	√
	DEPXP	Min	0,37	-12,49	28,54	√
	DEPYP	Max	12,22	-6,23	28,54	√
	DEPYP	Min	-9,47	-6,57	28,54	√
C10	DEPXP	Max	2,43	13,16	28,54	√
	DEPXP	Min	1,79	-8,94	28,54	√
	DEPYP	Max	13,15	2,43	28,54	√
	DEPYP	Min	-8,92	1,79	28,54	√
C11	DEPXP	Max	2,43	8,94	28,54	√
	DEPXP	Min	1,79	-13,16	28,54	√
	DEPYP	Max	13,15	-1,79	28,54	√
	DEPYP	Min	-8,92	-2,43	28,54	√
C12	DEPXP	Max	2,38	12,49	28,54	√
	DEPXP	Min	0,37	0,31	28,54	√
	DEPYP	Max	12,22	6,57	28,54	√
	DEPYP	Min	-9,47	6,23	28,54	√
C13	DEPXP	Max	-3,51	1,70	28,54	√
	DEPXP	Min	-4,83	-10,04	28,54	√
	DEPYP	Max	1,69	-3,51	28,54	√
	DEPYP	Min	-10,03	-4,84	28,54	√
C14	DEPXP	Max	-6,22	12,24	28,54	√
	DEPXP	Min	-6,57	-9,49	28,54	√
	DEPYP	Max	-0,32	2,38	28,54	√
	DEPYP	Min	-12,47	0,37	28,54	√
C15	DEPXP	Max	-6,22	9,49	28,54	√
	DEPXP	Min	-6,57	-12,24	28,54	√
	DEPYP	Max	-0,32	-0,37	28,54	√
	DEPYP	Min	-12,47	-2,38	2854	√
C16	DEPXP	Max	-3,51	10,04	28,54	√
	DEPXP	Min	-4,83	-1,70	28,54	√
	DEPYP	Max	1,69	4,84	28,54	√
	DEPYP	Min	-10,03	3,51	28,54	√

Tablo 5.5 Betonarme yapı 1.kat kolon iç kuvvetleri

Kolon no	Yükleme		P Eksenel Kuvvet (t)	V2 Kesme Kuvveti (t)	V3 Kesme Kuvveti (t)	Vr Kesme Dayanımı (t)	Vcr Çatlama Dayanımı (t)	Kesme Kuvveti Yeterlilik
C1	DEPXP	Max	-35,36	4,7	2,3	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-48,67	-7,95	0,95	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-35,36	-0,95	7,93	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-48,67	-2,3	-4,69	42,04	18,53	√
C2	DEPXP	Max	-64,24	8,76	2,66	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-67,72	-7,64	2,28	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-58,52	1,36	8,57	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-73,44	-0,25	-3,63	42,04	18,53	√
C3	DEPXP	Max	-64,24	7,64	2,66	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-67,72	-8,76	2,28	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-58,52	0,25	8,57	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-73,44	-1,36	-3,63	42,04	18,53	√
C4	DEPXP	Max	-35,36	7,95	2,3	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-48,67	-4,7	0,95	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-35,36	2,3	7,93	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-48,67	0,95	-4,69	42,04	18,53	√
C5	DEPXP	Max	-58,53	3,63	0,24	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-73,45	-8,58	-1,36	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-64,26	-2,28	7,63	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-67,73	-2,66	-8,74	42,04	18,53	√

Tablo 5.5 Betonarme yapı 1.kat kolon iç kuvvetleri devamı

Kolon no	Yükleme		P Eksenel Kuvvet (t)	V2 Kesme Kuvveti (t)	V3 Kesme Kuvveti (t)	Vr Kesme Dayanımı (t)	Vcr Çatlama Dayanımı (t)	Kesme Kuvveti Yeterlilik
C6	DEPXP	Max	-102,09	8,8	-0,6	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-105,39	-7,1	-1,09	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-102,1	1,09	7,1	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-105,38	0,6	-8,79	42,04	18,53	√
C7	DEPXP	Max	-102,09	7,1	-0,6	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-105,39	-8,8	-1,09	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-102,1	-0,6	7,1	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-105,38	-1,09	-8,79	42,04	18,53	√
C8	DEPXP	Max	-58,53	8,58	0,24	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-73,45	-3,63	-1,36	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-64,26	2,66	7,63	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-67,73	2,28	-8,74	42,04	18,53	√
C9	DEPXP	Max	-58,53	3,63	1,36	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-73,45	-8,58	-0,24	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-64,26	-2,28	8,74	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-67,73	-2,66	-7,63	42,04	18,53	√
C10	DEPXP	Max	-102,09	8,8	1,09	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-105,39	-7,1	0,6	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-102,1	1,09	8,79	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-105,38	0,6	-7,1	42,04	18,53	√

Tablo 5.5 Betonarme yapı 1.kat kolon iç kuvvetleri devamı

Kolon no	Yükleme		P Eksenel Kuvvet (t)	V2 Kesme Kuvveti (t)	V3 Kesme Kuvveti (t)	Vr Kesme Dayanımı (t)	Vcr Çatlama Dayanımı (t)	Kesme Kuvveti Yeterlilik
C11	DEPXP	Max	-102,09	7,1	1,09	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-105,39	-8,8	0,6	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-102,1	-0,6	8,79	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-105,38	-1,09	-7,1	42,04	18,53	√
C12	DEPXP	Max	-58,53	8,58	1,36	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-73,45	-3,63	-0,24	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-64,26	2,66	8,74	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-67,73	2,28	-7,63	42,04	18,53	√
C13	DEPXP	Max	-35,36	4,7	-0,95	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-48,67	-7,95	-2,3	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-35,36	-0,95	4,69	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-48,67	-2,3	-7,93	42,04	18,53	√
C14	DEPXP	Max	-64,24	8,76	-2,28	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-67,72	-7,64	-2,66	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-58,52	1,36	3,63	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-73,44	-0,25	-8,57	42,04	18,53	√
C15	DEPXP	Max	-64,24	7,64	-2,28	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-67,72	-8,76	-2,66	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-58,52	0,25	3,63	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-73,44	-1,36	-8,57	42,04	18,53	√
C16	DEPXP	Max	-35,36	7,95	-0,95	42,04	18,53	√
	DEPXP	Min	-48,67	-4,7	-2,3	42,04	18,53	√
	DEPYP	Max	-35,36	2,3	4,69	42,04	18,53	√
	DEPYP	Min	-48,67	0,95	-7,93	42,04	18,53	√

Tablo 5.6 Betonarme yapı 1.kat kolon iç kuvvetleri

Kolon no	Yüklemeler		M2 Moment (tm)	M3 Moment (tm)	Md Moment Taşıma Kapasitesi (tm)	Moment Yeterlilik
C1	DEPXP	Max	3,03	13,36	28,54	√
	DEPXP	Min	0,07	-16,46	28,54	√
	DEPYP	Max	16,40	-0,06	28,54	√
	DEPYP	Min	-13,30	-3,05	28,54	√
C2	DEPXP	Max	2,79	17,24	28,54	√
	DEPXP	Min	1,93	-16,18	28,54	√
	DEPYP	Max	16,42	2,15	28,54	√
	DEPYP	Min	-11,69	-1,08	28,54	√
C3	DEPXP	Max	2,79	16,18	28,54	√
	DEPXP	Min	1,93	-17,24	28,54	√
	DEPYP	Max	16,42	1,08	28,54	√
	DEPYP	Min	-11,69	-2,15	28,54	√
C4	DEPXP	Max	3,03	16,46	28,54	√
	DEPXP	Min	0,07	-13,36	28,54	√
	DEPYP	Max	16,40	3,05	28,54	√
	DEPYP	Min	-13,30	0,06	28,54	√
C5	DEPXP	Max	1,07	11,74	28,54	√
	DEPXP	Min	-2,14	-16,47	28,54	√
	DEPYP	Max	16,12	-1,93	28,54	√
	DEPYP	Min	-17,18	-2,79	28,54	√
C6	DEPXP	Max	-0,33	16,69	28,54	√
	DEPXP	Min	-1,29	-15,07	28,54	√
	DEPYP	Max	15,02	1,30	28,54	√
	DEPYP	Min	-16,64	0,33	28,54	√
C7	DEPXP	Max	-0,33	15,07	28,54	√
	DEPXP	Min	-1,29	-16,69	28,54	√
	DEPYP	Max	15,02	-0,33	28,54	√
	DEPYP	Min	-16,64	-1,30	28,54	√
C8	DEPXP	Max	1,07	16,47	28,54	√
	DEPXP	Min	-2,14	-11,74	28,54	√
	DEPYP	Max	16,12	2,79	28,54	√
	DEPYP	Min	-17,18	1,93	28,54	√

Tablo 5.6 Betonarme yapı 1.kat kolon iç kuvvetleri devamı

Kolon no	Yükleme		M2 Moment (tm)	M3 Moment (tm)	Md Moment Taşıma Kapasitesi (tm)	Moment Yeterlilik
C9	DEXP	Max	2,14	11,74	28,54	√
	DEXP	Min	-1,07	-16,47	28,54	√
	DEYP	Max	17,18	-1,93	28,54	√
	DEYP	Min	-16,12	-2,79	28,54	√
C10	DEXP	Max	1,29	16,69	28,54	√
	DEXP	Min	0,33	-15,07	28,54	√
	DEYP	Max	16,64	1,30	28,54	√
	DEYP	Min	-15,02	0,33	28,54	√
C11	DEXP	Max	1,29	15,07	28,54	√
	DEXP	Min	0,33	-16,69	28,54	√
	DEYP	Max	16,64	-0,33	28,54	√
	DEYP	Min	-15,02	-1,30	28,54	√
C12	DEXP	Max	2,14	16,47	28,54	√
	DEXP	Min	-1,07	-11,74	28,54	√
	DEYP	Max	17,18	2,79	28,54	√
	DEYP	Min	-16,12	1,93	28,54	√
C13	DEXP	Max	-0,07	13,36	28,54	√
	DEXP	Min	-3,03	-16,46	28,54	√
	DEYP	Max	13,30	-0,06	28,54	√
	DEYP	Min	-16,40	-3,05	28,54	√
C14	DEXP	Max	-1,93	17,24	28,54	√
	DEXP	Min	-2,79	-16,18	28,54	√
	DEYP	Max	11,69	2,15	28,54	√
	DEYP	Min	-16,42	-1,08	28,54	√
C15	DEXP	Max	-1,93	16,18	28,54	√
	DEXP	Min	-2,79	-17,24	28,54	√
	DEYP	Max	11,69	1,08	28,54	√
	DEYP	Min	-16,42	-2,15	28,54	√
C16	DEXP	Max	-0,07	16,46	28,54	√
	DEXP	Min	-3,03	-13,36	28,54	√
	DEYP	Max	13,30	3,05	28,54	√
	DEYP	Min	-16,40	0,06	28,54	√

5.4.2 Kompozit Kolon Kesitli Yapı Analiz Sonuçları

XTRACT programından elde edilen kompozit kolon EI eğilme rijitlik değeri ETABS programında girilerek yapı Deprem X pozitif ve deprem Y pozitif yönünde tepki spectrumu deprem parametreleri kullanılarak analiz edilmiştir. Yapılan analizde kompozit kolon maksimum eksenel kuvveti 105,36 t, en yüksek kolon uç moment değerleri $M_1=0,1731$ tcm, $M_2 = 0,0283$ tcm bulunmuştur. Kolon tahkiki Eurocode 4'e göre aşağıdaki gibi yapılmıştır.

Basınç etkisindeki davranış:

Tamamen betona gömülü kesitlerde kompozit kesitin basınç altında plastik dayanımı $N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd}$ ile bulur.

Burada $A_a=118,40$ cm² (HE 260 B profil alanı), $A_c= 2365,51$ cm² (betonun alanı), $A_s = 16,09$ cm² (donatı alanı) olmak üzere;

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{420}{1,10} = 381 \text{ Mpa} = 3,81 \text{ t/cm}^2$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{420}{1,10} = 381 \text{ Mpa} = 3,81 \text{ t/cm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ Mpa} = 0,1667 \text{ t/cm}^2$$

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} = 118,40 * 3,81 + 0,85 * 2365,51 * 0,1667 + 16,09 * 3,81$$

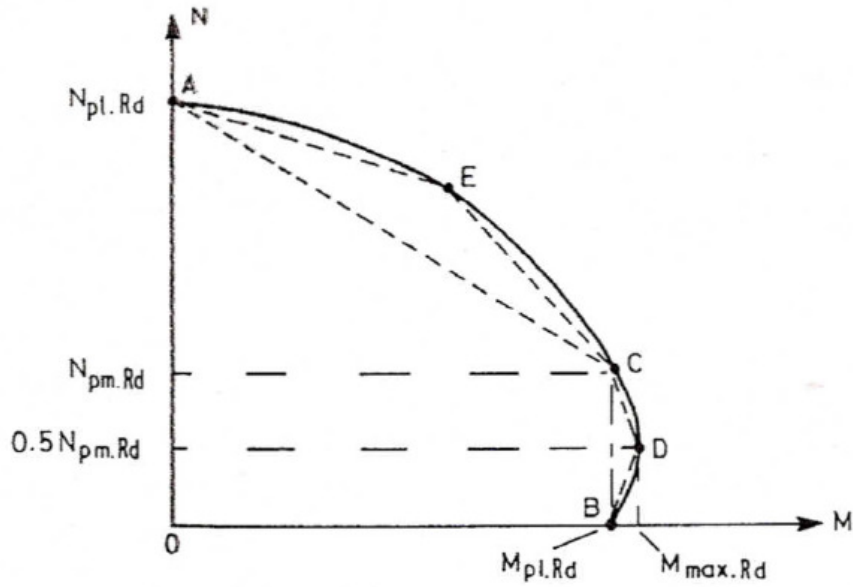
$$N_{pl,Rd} = 847,58 \text{ t}$$

$$\text{Çelik katkı oranı } \delta = \frac{A_a f_y / \gamma_a}{N_{pl,Rd}} = \frac{118,40 * 3,81}{847,58} = 0,53 \text{ bulunur. Kolonun kompozit}$$

davranış göstermesi için koşul $0,2 \leq \delta \leq 0,9$ sağlanır.

Basınç ve eğilme etkisindeki davranış;

Kompozit kolon kesitinin aksenal yük-eğilme momenti (N-M) etkileşim diyagramı Şekil 5.9'da görülmektedir.



Şekil 5.9 Basınç ve tek eksenli eğilme altında etkileşim eğrisi (Eurocode 4)

- A noktası basınç etkisi altındaki plastik dayanımı ($N_{pl,Rd}, 0$)
- B noktası plastik dayanım momenti ($0, M_{pl,Rd}$)
- C noktasında ($N_{pm,Rd}, M_{pl,Rd}$)
- D noktasında ($1/2 N_{pm,Rd}, M_{max,Rd}$)

$$M_{\max,Rd} = W_{pa} f_{yd} + W_{ps} f_{sd} + \frac{W_{pc} f_{cd}}{2} = 1109 * 3,81 + 362,03 * 3,81 + \frac{29778,97 * 0,1667}{2}$$

$$M_{\max,Rd} = 8086,7 \text{ tcm}$$

- C noktasındaki aksenal kuvvet;

$$N_{pm,Rd} = 0,85 f_{cd} A_c = 0,85 * 0,1667 * 2365,51 = 335,18 \text{ t}$$

- D noktasındaki aksenal kuvvet;

$$\frac{N_{pm,Rd}}{2} = 167,59 \text{ t}$$

- B ve C noktasındaki moment;

$$h_n = \frac{A_c f_{cf}}{2 b_c f_{cd} + 2 t_w (2 f_{yd} - f_{cd})} = \frac{2365,51 * 0,1667}{2 * 50 * 0,1667 + 2 * 1 * (2 * 3,81 - 0,1667)} = 12,48 \text{ cm}$$

$$W_{pan} = t_w h_n^2 = 1 * 12,48^2 = 155,75 \text{ cm}^3$$

$$W_{pcn} = (b_c - t_w) h_n^2 = (50 - 1) * 12,48^2 = 7631,77 \text{ cm}^3$$

$$M_{pl,Rd} = M_{\max,Rd} - W_{pan} f_{yd} - W_{pcn} \frac{f_{cd}}{2} = 8086,7 - 155,75 * 3,81 - 7631,77 * \frac{0,1667}{2}$$

$$M_{pl,Rd} = 6857,18 \text{ tcm}$$

N_{cr} kritik taşıma kapasitesi ise aşağıdaki denklemden bulunur;

$$N_{cr} = \pi^2 \frac{(EI)_e}{l^2} = 3,14^2 \frac{73 \cdot 10^6}{300^2} = 7997 \text{ t}$$

Burada hesapta kullanılan efektif rijitlik değeri XTRACT programında yapılan kesit analizi sonuçlarından alınmış. Kolon burkulma boyu kat yüksekliği olan 3 m alınmıştır.

$$\text{Boyutsuz narinlik } \lambda = \left(\frac{N_{pl,Rd}}{N_{cr}} \right)^{0,5} = \left(\frac{847,58}{7997} \right)^{0,5} = 0,32 < 2 \text{ olduğundan yeterlidir.}$$

Boyutsuz narinlik değerine bağlı olan X narinlik faktörü aşağıdaki gibi hesaplanır;

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\lambda - 0,2) + \lambda^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,34 (0,32 - 0,2) + 0,32^2 \right] = 0,572$$

Burada ϕ dönmeyi, λ narinliği gösterir, α b eğrisi için 0,34 değerindedir ve dönme faktörünü gösterir.

$$\text{Narinlik faktörü } X = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{0,572 + \sqrt{0,572^2 - 0,32^2}} = 0,962$$

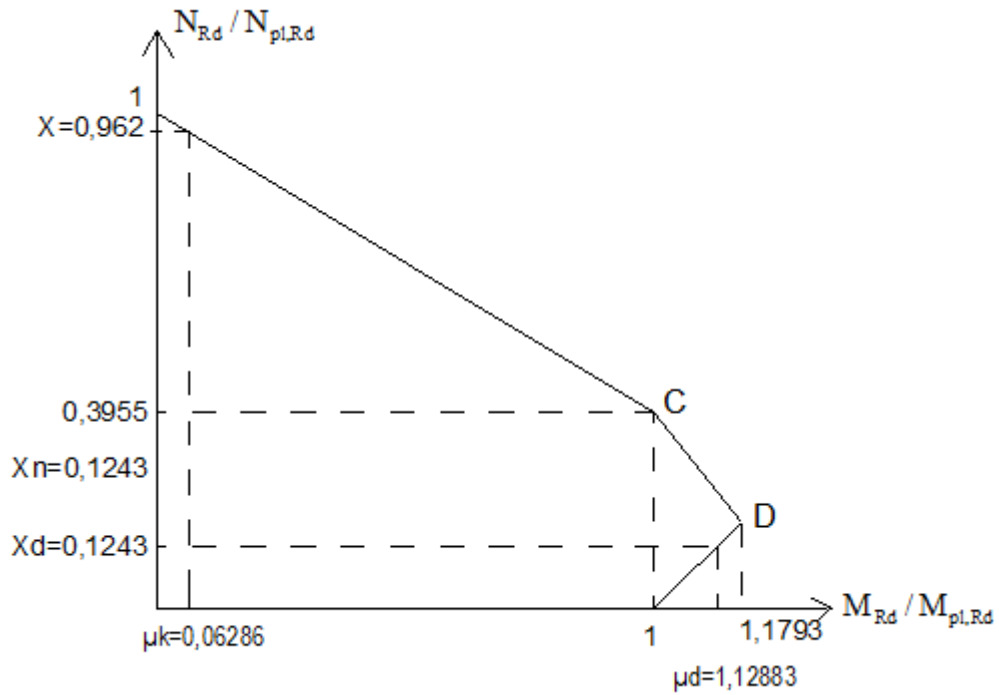
$$\text{C noktası : } \frac{N_{pm,Rd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{335,18}{847,58} = 0,3955$$

$$\text{D noktası : } \frac{M_{\max Rd}}{M_{pl,Rd}} = \frac{8086,7}{6857,18} = 1,1793$$

$$X_d = \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{105,36}{847,58} = 0,1243$$

$$X_n = X \frac{1 + M_2 / M_1}{4} = 0,962 \frac{1 + 0,0283 / 0,1731}{4} = 0,2798$$

Burada M_2 ve M_1 yapılan analizde maksimum moment taşıyan 1. kat DEYYP yüklemesi sonucu oluşan C15 kolonu uç momentleridir.



Şekil 5.11 Kompozit kolon için etkileşim eğrisi

Çizilen etkileşim diyagramından $\mu_k = 0,06286$ ve $\mu_d = 1,12883$ bulunur.

$$\mu = \mu_d - \frac{\mu_k (X_d - X_n)}{X - X_n} = 1,12883 - \frac{0,06286(0,1243 - 0,2798)}{0,962 - 0,2798} = 1,1432$$

$$M_{Rd} = 0,9\mu M_{pl,Rd} = 0,9 * 1,1432 * 68,57 = 70,55 \text{ tm}$$

Dizayn eğilme dayanımı M_{Sd} için;

$$\beta = 0,66 + 0,44 \left(\frac{M_2}{M_1} \right) = 0,66 + 0,44 \left(\frac{0,0283}{0,1731} \right) = 0,73 \geq 0,44$$

$$k = \frac{\beta}{1 - (N_{sd} / N_{cr})} = \frac{0,73}{1 - (105,36 / 7997)} = 0,73 \geq 1,0 \text{ olmalı bu yüzden } k=1 \text{ alınır.}$$

$$M_{Sd} = kM_1 = 1,0 * 0,1731 = 0,1731 \text{ tm bulunur.}$$

$$M_{Rd} = 70,55 \text{ tm} > M_{Sd} = 0,1731 \text{ tm olduğundan eğilme ve kesme açısından yeterlidir.}$$

5.5 Yapı Deplasmanları

Analiz ve tahkiklerini yaptığımız iki sistem için yapı deplasmanları Tablo 5.7' de görülmektedir.

Tablo 5.7 Betonarme kesitli yapı deplasmanları

Kat	X yönü deplasman (cm)		Y yönü deplasman (cm)	
	Betonarme	Kompozit	Betonarme	Kompozit
1	0,21	0,70	0,21	0,68
2	0,50	0,50	0,50	0,48
3	0,71	0,70	0,71	0,68

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar hakkında Yönetmelik (2007)'e göre yapıların görelî kat ötelemeleri kontrolü;

Betonarme yapı için:

Ardışık iki kat arasındaki yer değıştirme farkı X yönünde 3. ve 2. katlar için

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} = 0,71 - 0,50 = 0,21 \text{ cm}$$

Etkin görelî kat ötelemesi, taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R)=8 olmak üzere

$$\delta_i = R\Delta_i = 8 * 0,21 = 1,68$$

X yönünde 2. ve 1. katlar için

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} = 0,50 - 0,21 = 0,29 \text{ cm}$$

$$\delta_i = R\Delta_i = 8 * 0,29 = 2,32$$

Kat yüksekliği tüm katlarda 3 m olmak üzere;

$$\frac{(\delta_i)_{\max}}{h_i} = \frac{2,32}{300} = 7,73 * 10^{-3} \leq 0,02 \text{ yönetmelik koşulunu sağlamaktadır.}$$

Y yönünde de deplasmanlar aynı olup yönetmelik koşulunu sağlamaktadır.

Kompozit yapı için:

Ardışık iki kat arasındaki yer değiştirme farkı X yönünde 3. ve 2. katlar için

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} = 0,70 - 0,50 = 0,20 \text{ cm}$$

Etkin görelî kat ötelemesi, taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R)=8 olmak üzere

$$\delta_i = R\Delta_i = 8 * 0,20 = 1,60$$

X yönünde 2. ve 1. katlar için

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} = 0,50 - 0,70 = -0,20 \text{ cm}$$

$$\delta_i = R\Delta_i = 8 * (-0,20) = -1,60$$

Kat yüksekliği tüm katlarda 3 m olmak üzere;

$$\frac{(\delta_i)_{\max}}{h_i} = \frac{1,60}{300} = 5,33 * 10^{-3} \leq 0,02 \text{ yönetmelik koşulunu sağlamaktadır.}$$

Y yönünde 3. ve 2. katlar için

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} = 0,68 - 0,48 = 0,20 \text{ cm}$$

$$\delta_i = R\Delta_i = 8 * 0,20 = 1,60$$

Y yönünde 2. ve 1. katlar için

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} = 0,48 - 0,68 = -0,20 \text{ cm}$$

$$\delta_i = R\Delta_i = 8 * (-0,20) = -1,60$$

Kat yüksekliği tüm katlarda 3 m olmak üzere;

$$\frac{(\delta_i)_{\max}}{h_i} = \frac{1,60}{300} = 5,33 * 10^{-3} \leq 0,02 \text{ yönetmelik koşulunu sağlamaktadır.}$$

Tablo 5.8 Kompozit yapı 1.kat kolon iç kuvvetleri

Kolon	Yükleme		P Eksenel	V2 Kesme	V3 Kesme	Kolon	Yükleme		P Eksenel	V2 Kesme	V3 Kesme
C1	DEPXP	Max	-35,43	4,71	2,35	C6	DEPXP	Max	-101,90	8,84	-0,60
	DEPXP	Min	-48,77	-7,98	0,94		DEPXP	Min	-105,28	-7,14	-1,11
	DEPYP	Max	-35,43	-0,97	8,13		DEPYP	Max	-101,82	1,09	7,24
	DEPYP	Min	-48,78	-2,30	-4,84		DEPYP	Min	-105,36	0,61	-8,95
C2	DEPXP	Max	-64,31	8,78	2,71	C7	DEPXP	Max	-101,90	7,14	-0,60
	DEPXP	Min	-67,85	-7,66	2,31		DEPXP	Min	-105,28	-8,84	-1,11
	DEPYP	Max	-58,59	1,35	8,75		DEPYP	Max	-101,82	-0,61	7,24
	DEPYP	Min	-73,57	-0,23	-3,73		DEPYP	Min	-105,36	-1,09	-8,95
C3	DEPXP	Max	-64,31	7,66	2,71	C8	DEPXP	Max	-58,50	8,62	0,27
	DEPXP	Min	-67,85	-8,78	2,31		DEPXP	Min	-73,41	-3,66	-1,39
	DEPYP	Max	-58,59	0,23	8,75		DEPYP	Max	-64,13	2,67	7,80
	DEPYP	Min	-73,57	-1,35	-3,73		DEPYP	Min	-67,78	2,30	-8,92
C4	DEPXP	Max	-35,43	7,98	2,35	C9	DEPXP	Max	-58,50	3,66	1,39
	DEPXP	Min	-48,77	-4,71	0,94		DEPXP	Min	-73,41	-8,62	-0,27
	DEPYP	Max	-35,43	2,30	8,13		DEPYP	Max	-64,13	-2,30	8,92
	DEPYP	Min	-48,78	0,97	-4,84		DEPYP	Min	-67,78	-2,67	-7,80
C5	DEPXP	Max	-58,50	3,66	0,27	C10	DEPXP	Max	-101,90	8,84	1,11
	DEPXP	Min	-73,41	-8,62	-1,39		DEPXP	Min	-105,28	-7,14	0,60
	DEPYP	Max	-64,13	-2,30	7,80		DEPYP	Max	-101,82	1,09	8,95
	DEPYP	Min	-67,78	-2,67	-8,92		DEPYP	Min	-105,36	0,61	-7,24

Tablo 5.8 Kompozit yapı 1.kat kolon iç kuvvetleri devamı

Kolon no	Yükleme		P Eksenel Kuvvet (t)	V2 Kesme Kuvveti (t)	V3 Kesme Kuvveti (t)
C11	DEPXP	Max	-101,90	7,14	1,11
	DEPXP	Min	-105,28	-8,84	0,60
	DEPYP	Max	-101,82	-0,61	8,95
	DEPYP	Min	-105,36	-1,09	-7,24
C12	DEPXP	Max	-58,50	8,62	1,39
	DEPXP	Min	-73,41	-3,66	-0,27
	DEPYP	Max	-64,13	2,67	8,92
	DEPYP	Min	-67,78	2,30	-7,80
C13	DEPXP	Max	-35,43	4,71	-0,94
	DEPXP	Min	-48,77	-7,98	-2,35
	DEPYP	Max	-35,43	-0,97	4,84
	DEPYP	Min	-48,78	-2,30	-8,13
C14	DEPXP	Max	-64,31	8,78	-2,31
	DEPXP	Min	-67,85	-7,66	-2,71
	DEPYP	Max	-58,59	1,35	3,73
	DEPYP	Min	-73,57	-0,23	-8,75
C15	DEPXP	Max	-64,31	7,66	-2,31
	DEPXP	Min	-67,85	-8,78	-2,71
	DEPYP	Max	-58,59	0,23	3,73
	DEPYP	Min	-73,57	-1,35	-8,75
C16	DEPXP	Max	-35,43	7,98	-0,94
	DEPXP	Min	-48,77	-4,71	-2,35
	DEPYP	Max	-35,43	2,30	4,84
	DEPYP	Min	-48,78	0,97	-8,13

Tablo 5.8 Kompozit yapı 1.kat kolon iç kuvvetleri devamı

Kolon no	Yükleme		M2 Moment (tm)	M3 Moment (tm)	Kolon no	Yükleme		M2 Moment (tm)	M3 Moment (tm)
C1	DEPXP	Max	3,16	13,57	C6	DEPXP	Max	-0,30	16,92
	DEPXP	Min	-0,04	-16,68		DEPXP	Min	-1,33	-15,29
	DEPYP	Max	17,39	-0,07		DEPYP	Max	15,88	1,30
	DEPYP	Min	-14,26	-3,05		DEPYP	Min	-17,51	0,33
C2	DEPXP	Max	2,85	17,45	C7	DEPXP	Max	-0,30	15,29
	DEPXP	Min	1,92	-16,38		DEPXP	Min	-1,33	-16,92
	DEPYP	Max	17,31	2,15		DEPYP	Max	15,88	-0,33
	DEPYP	Min	-12,54	-1,08		DEPYP	Min	-17,51	-1,30
C3	DEPXP	Max	2,85	16,38	C8	DEPXP	Max	1,19	16,71
	DEPXP	Min	1,92	-17,45		DEPXP	Min	-2,25	-11,97
	DEPYP	Max	17,31	1,08		DEPYP	Max	17,08	2,80
	DEPYP	Min	-12,54	-2,15		DEPYP	Min	-18,14	1,94
C4	DEPXP	Max	3,16	16,68	C9	DEPXP	Max	2,25	11,97
	DEPXP	Min	-0,04	-13,57		DEPXP	Min	-1,19	-16,71
	DEPYP	Max	17,39	3,05		DEPYP	Max	18,14	-1,94
	DEPYP	Min	-14,26	0,07		DEPYP	Min	-17,08	-2,80
C5	DEPXP	Max	1,19	11,97	C10	DEPXP	Max	1,33	16,92
	DEPXP	Min	-2,25	-16,71		DEPXP	Min	0,30	-15,29
	DEPYP	Max	17,08	-1,94		DEPYP	Max	17,51	1,30
	DEPYP	Min	-18,14	-2,80		DEPYP	Min	-15,88	0,33

Tablo 5.8 Kompozit yapı 1.kat kolon iç kuvvetleri devamı

Kolon no	Yükleme		M2	M3 Moment
			Moment (tm)	(tm)
C11	DEPXP	Max	1,33	15,29
	DEPXP	Min	0,30	-16,92
	DEPYP	Max	17,51	-0,33
	DEPYP	Min	-15,88	-1,30
C12	DEPXP	Max	2,25	16,71
	DEPXP	Min	-1,19	-11,97
	DEPYP	Max	18,14	2,80
	DEPYP	Min	-17,08	1,94
C13	DEPXP	Max	0,04	13,57
	DEPXP	Min	-3,16	-16,68
	DEPYP	Max	14,26	-0,07
	DEPYP	Min	-17,39	-3,05
C14	DEPXP	Max	-1,92	17,45
	DEPXP	Min	-2,85	-16,38
	DEPYP	Max	12,54	2,15
	DEPYP	Min	-17,31	-1,08
C15	DEPXP	Max	-1,92	16,38
	DEPXP	Min	-2,85	-17,45
	DEPYP	Max	12,54	1,08
	DEPYP	Min	-17,31	-2,15
C16	DEPXP	Max	0,04	16,68
	DEPXP	Min	-3,16	-13,57
	DEPYP	Max	14,26	3,05
	DEPYP	Min	-17,39	0,07

Tablo 5.9 Kompozit yapı 2.kat kolon iç kuvvetleri

Kolon no	Yükleme		P Eksenel Kuvvet (t)	V2 Kesme Kuvveti (t)	V3 Kesme Kuvveti (t)	Kolon no	Yükleme		P Eksenel Kuvvet (t)	V2 Kesme Kuvveti (t)	V3 Kesme Kuvveti (t)
C1	DEPXP	Max	-24,16	1,88	3,04	C6	DEPX	Max	-68,04	8,86	-1,02
	DEPXP	Min	-32,00	-6,92	2,03		DEPX	Min	-70,02	-6,37	-1,47
	DEPYP	Max	-24,12	-2,03	7,03		DEPY	Max	-67,99	1,47	6,47
	DEPYP	Min	-32,04	-3,01	-1,96		DEPY	Min	-70,08	1,02	-8,97
C2	DEPXP	Max	-43,03	8,33	4,05	C7	DEPX	Max	-68,04	6,37	-1,02
	DEPXP	Min	-45,10	-6,72	3,78		DEPX	Min	-70,02	-8,86	-1,47
	DEPYP	Max	-39,62	1,51	8,48		DEPY	Max	-67,99	-1,02	6,47
	DEPYP	Min	-48,50	0,10	-0,65		DEPY	Min	-70,08	-1,47	-8,97
C3	DEPXP	Max	-43,03	6,72	4,05	C8	DEPX	Max	-39,6	8,37	-0,09
	DEPXP	Min	-45,10	-8,33	3,78		DEPX	Min	-48,35	-0,59	-1,52
	DEPYP	Max	-39,62	-0,10	8,48		DEPY	Max	-42,9	4,03	6,84
	DEPYP	Min	-48,50	-1,51	-0,65		DEPY	Min	-45,05	3,76	-8,45
C4	DEPXP	Max	-24,16	6,92	3,04	C9	DEPX	Max	-39,6	0,59	1,52
	DEPXP	Min	-32,00	-1,88	2,03		DEPX	Min	-48,35	-8,37	0,09
	DEPYP	Max	-24,12	3,01	7,03		DEPY	Max	-42,9	-3,76	8,45
	DEPYP	Min	-32,04	2,03	-1,96		DEPY	Min	-45,05	-4,03	-6,84
C5	DEPXP	Max	-39,60	0,59	-0,09	C1	DEPX	Max	-68,04	8,86	1,47
	DEPXP	Min	-48,35	-8,37	-1,52		DEPX	Min	-70,02	-6,37	1,02
	DEPYP	Max	-42,90	-3,76	6,84		DEPY	Max	-67,99	1,47	8,97
	DEPYP	Min	-45,05	-4,03	-8,45		DEPY	Min	-70,08	1,02	-6,47

Tablo 5.9 Kompozit yapı 2.kat kolon iç kuvvetleri devamı

Kolon no	Yükleme		P Eksenel Kuvvet (t)	V2 Kesme Kuvveti (t)	V3 Kesme Kuvveti (t)
C11	DEPXP	Max	-68,04	6,37	1,47
	DEPXP	Min	-70,02	-8,86	1,02
	DEPYP	Max	-67,99	-1,02	8,97
	DEPYP	Min	-70,08	-1,47	-6,47
C12	DEPXP	Max	-39,6	8,37	1,52
	DEPXP	Min	-48,35	-0,59	0,09
	DEPYP	Max	-42,9	4,03	8,45
	DEPYP	Min	-45,05	3,76	-6,84
C13	DEPXP	Max	-24,16	1,88	-2,03
	DEPXP	Min	-32	-6,92	-3,04
	DEPYP	Max	-24,12	-2,03	1,96
	DEPYP	Min	-32,04	-3,01	-7,03
C14	DEPXP	Max	-43,03	8,33	-3,78
	DEPXP	Min	-45,1	-6,72	-4,05
	DEPYP	Max	-39,62	1,51	0,65
	DEPYP	Min	-48,5	0,1	-8,48
C15	DEPXP	Max	-43,03	6,72	-3,78
	DEPXP	Min	-45,1	-8,33	-4,05
	DEPYP	Max	-39,62	-0,1	0,65
	DEPYP	Min	-48,5	-1,51	-8,48
C16	DEPXP	Max	-24,16	6,92	-2,03
	DEPXP	Min	-32	-1,88	-3,04
	DEPYP	Max	-24,12	3,01	1,96
	DEPYP	Min	-32,04	2,03	-7,03

Tablo 5.9 Kompozit yapı 2.kat kolon iç kuvvetleri devamı

Kolon no	Yükleme		M2 Moment (tm)	M3 Moment (tm)	Kolon no	Yükleme		M2 Moment (tm)	M3 Moment (tm)
C1	DEPXP	Max	4,90	1,75	C6	DEPXP	Max	-1,80	13,24
	DEPXP	Min	3,54	-10,13		DEPXP	Min	-2,45	-9,01
	DEPYP	Max	10,33	-3,52		DEPYP	Max	9,18	2,44
	DEPYP	Min	-1,89	-4,86		DEPYP	Min	-13,44	1,80
C2	DEPXP	Max	6,66	12,30	C7	DEPXP	Max	-1,80	9,01
	DEPXP	Min	6,31	-9,55		DEPXP	Min	-2,45	-13,24
	DEPYP	Max	12,79	2,39		DEPYP	Max	9,18	-1,80
	DEPYP	Min	0,18	0,37		DEPYP	Min	-13,44	-2,44
C3	DEPXP	Max	6,66	9,55	C8	DEPXP	Max	-0,36	12,58
	DEPXP	Min	6,31	-12,30		DEPXP	Min	-2,40	0,28
	DEPYP	Max	12,79	-0,37		DEPYP	Max	9,74	6,61
	DEPYP	Min	0,18	-2,39		DEPYP	Min	-12,50	6,25
C4	DEPXP	Max	4,90	10,13	C9	DEPXP	Max	2,40	-0,28
	DEPXP	Min	3,54	-1,75		DEPXP	Min	0,36	-12,58
	DEPYP	Max	10,33	4,86		DEPYP	Max	12,50	-6,25
	DEPYP	Min	-1,89	3,52		DEPYP	Min	-9,74	-6,61
C5	DEPXP	Max	-0,36	-0,28	C10	DEPXP	Max	2,45	13,24
	DEPXP	Min	-2,40	-12,58		DEPXP	Min	1,80	-9,01
	DEPYP	Max	9,74	-6,25		DEPYP	Max	13,44	2,44
	DEPYP	Min	-12,50	-6,61		DEPYP	Min	-9,18	1,80

Tablo 5.9 Kompozit yapı 2.kat kolon iç kuvvetleri devamı

Kolon no	Yükleme		M2 Moment (tm)	M3 Moment (tm)
C11	DEPXP	Max	2,45	9,01
	DEPXP	Min	1,80	-13,24
	DEPYP	Max	13,44	-1,80
	DEPYP	Min	-9,18	-2,44
C12	DEPXP	Max	2,40	12,58
	DEPXP	Min	0,36	0,28
	DEPYP	Max	12,50	6,61
	DEPYP	Min	-9,74	6,25
C13	DEPXP	Max	-3,54	1,75
	DEPXP	Min	-4,90	-10,13
	DEPYP	Max	1,89	-3,52
	DEPYP	Min	-10,33	-4,86
C14	DEPXP	Max	-6,31	12,30
	DEPXP	Min	-6,66	-9,55
	DEPYP	Max	-0,18	2,39
	DEPYP	Min	-12,79	0,37
C15	DEPXP	Max	-6,31	9,55
	DEPXP	Min	-6,66	-12,30
	DEPYP	Max	-0,18	-0,37
	DEPYP	Min	-12,79	-2,39
C16	DEPXP	Max	-3,54	10,13
	DEPXP	Min	-4,90	-1,75
	DEPYP	Max	1,89	4,86
	DEPYP	Min	-10,33	3,52

Tablo 5.10 Kompozit yapı 3.kat kolon iç kuvvetleri devamı

Kolon no	Yükleme		P Eksenel Kuvvet (t)	V2 Kesme Kuvveti (t)	V3 Kesme Kuvveti (t)	Kolon no	Yükleme		P Eksenel Kuvvet (t)	V2 Kesme Kuvveti (t)	V3 Kesme Kuvveti (t)
C1	DEP	Max	-12,41	-1,69	4,19	C6	DEPXP	Max	-34,59	6,90	-1,76
	DEP	Min	-15,30	-6,06	3,65		DEPXP	Min	-35,10	-3,12	-2,05
	DEP	Max	-12,37	-3,60	6,12		DEPYP	Max	-34,57	2,03	3,23
	DEP	Min	-15,33	-4,15	1,73		DEPYP	Min	-35,12	1,75	-7,04
C2	DEP	Max	-21,68	6,12	6,03	C7	DEPXP	Max	-34,59	3,12	-1,76
	DEP	Min	-22,26	-3,60	5,90		DEPXP	Min	-35,10	-6,90	-2,05
	DEP	Max	-20,31	1,70	8,35		DEPYP	Max	-34,57	-1,75	3,23
	DEP	Min	-23,63	0,81	3,59		DEPYP	Min	-35,12	-2,03	-7,04
C3	DEP	Max	-21,68	3,60	6,03	C8	DEPXP	Max	-20,30	8,23	-0,82
	DEP	Min	-22,26	-6,12	5,90		DEPXP	Min	-23,52	3,52	-1,70
	DEP	Max	-20,31	-0,81	8,35		DEPYP	Max	-21,60	5,94	3,71
	DEP	Min	-23,63	-1,70	3,59		DEPYP	Min	-22,23	5,81	-6,23
C4	DEP	Max	-12,41	6,06	4,19	C9	DEPXP	Max	-20,30	-3,52	1,70
	DEP	Min	-15,30	1,69	3,65		DEPXP	Min	-23,52	-8,23	0,82
	DEP	Max	-12,37	4,15	6,12		DEPYP	Max	-21,60	-5,81	6,23
	DEP	Min	-15,33	3,60	1,73		DEPYP	Min	-22,23	-5,94	-3,71
C5	DEP	Max	-20,30	-3,52	-0,82	C10	DEPXP	Max	-34,59	6,90	2,05
	DEP	Min	-23,52	-8,23	-1,70		DEPXP	Min	-35,10	-3,12	1,76
	DEP	Max	-21,60	-5,81	3,71		DEPYP	Max	-34,57	2,03	7,04
	DEP	Min	-22,23	-5,94	-6,23		DEPYP	Min	-35,12	1,75	-3,23

Tablo 5.10 Kompozit yapı 3.kat kolon iç kuvvetleri devamı

Kolon no	Yükleme		P Eksenel Kuvvet (t)	V2 Kesme Kuvveti (t)	V3 Kesme Kuvveti (t)
C11	DEPXP	Max	-34,59	3,12	2,05
	DEPXP	Min	-35,10	-6,90	1,76
	DEPYP	Max	-34,57	-1,75	7,04
	DEPYP	Min	-35,12	-2,03	-3,23
C12	DEPXP	Max	-20,30	8,23	1,70
	DEPXP	Min	-23,52	3,52	0,82
	DEPYP	Max	-21,60	5,94	6,23
	DEPYP	Min	-22,23	5,81	-3,71
C13	DEPXP	Max	-12,41	-1,69	-3,65
	DEPXP	Min	-15,30	-6,06	-4,19
	DEPYP	Max	-12,37	-3,60	-1,73
	DEPYP	Min	-15,33	-4,15	-6,12
C14	DEPXP	Max	-21,68	6,12	-5,90
	DEPXP	Min	-22,26	-3,60	-6,03
	DEPYP	Max	-20,31	1,70	-3,59
	DEPYP	Min	-23,63	0,81	-8,35
C15	DEPXP	Max	-21,68	3,60	-5,90
	DEPXP	Min	-22,26	-6,12	-6,03
	DEPYP	Max	-20,31	-0,81	-3,59
	DEPYP	Min	-23,63	-1,70	-8,35
C16	DEPXP	Max	-12,41	6,06	-3,65
	DEPXP	Min	-15,30	1,69	-4,19
	DEPYP	Max	-12,37	4,15	-1,73
	DEPYP	Min	-15,33	3,60	-6,12

Tablo 5.10 Kompozit yapı 3.kat kolon iç kuvvetleri devamı

Kolon no	Yükleme		M2 Moment (tm)	M3 Moment (tm)	Kolon no	Yükleme		M2 Moment (tm)	M3 Moment (tm)
C1	DEPXP	Max	4,91	-2,84	C6	DEPXP	Max	-2,08	8,03
	DEPXP	Min	4,50	-6,50		DEPXP	Min	-2,39	-3,56
	DEPYP	Max	6,50	-4,44		DEPYP	Max	3,60	2,39
	DEPYP	Min	2,91	-4,90		DEPYP	Min	-8,08	2,07
C2	DEPXP	Max	7,26	6,90	C7	DEPXP	Max	-2,08	3,56
	DEPXP	Min	7,17	-3,97		DEPXP	Min	-2,39	-8,03
	DEPYP	Max	9,29	1,94		DEPYP	Max	3,60	-2,07
	DEPYP	Min	5,13	0,99		DEPYP	Min	-8,08	-2,39
C3	DEPXP	Max	7,26	3,97	C8	DEPXP	Max	-1,01	9,25
	DEPXP	Min	7,17	-6,90		DEPXP	Min	-1,93	5,03
	DEPYP	Max	9,29	-0,99		DEPYP	Max	3,98	7,20
	DEPYP	Min	5,13	-1,94		DEPYP	Min	-6,91	7,09
C4	DEPXP	Max	4,91	6,50	C9	DEPXP	Max	1,93	-5,03
	DEPXP	Min	4,50	2,84		DEPXP	Min	1,01	-9,25
	DEPYP	Max	6,50	4,90		DEPYP	Max	6,91	-7,09
	DEPYP	Min	2,91	4,44		DEPYP	Min	-3,98	-7,20
C5	DEPXP	Max	-1,01	-5,03	C10	DEPXP	Max	2,39	8,03
	DEPXP	Min	-1,93	-9,25		DEPXP	Min	2,08	-3,56
	DEPYP	Max	3,98	-7,09		DEPYP	Max	8,08	2,39
	DEPYP	Min	-6,91	-7,20		DEPYP	Min	-3,60	2,07

Tablo 5.10 Kompozit yapı 3.kat kolon iç kuvvetleri devamı

Kolon no	Yükleme		M2 Moment (tm)	M3 Moment (tm)
C11	DEPXP	Max	2,39	3,56
	DEPXP	Min	2,08	-8,03
	DEPYP	Max	8,08	-2,07
	DEPYP	Min	-3,60	-2,39
C12	DEPXP	Max	1,93	9,25
	DEPXP	Min	1,01	5,03
	DEPYP	Max	6,91	7,20
	DEPYP	Min	-3,98	7,09
C13	DEPXP	Max	-4,50	-2,84
	DEPXP	Min	-4,91	-6,50
	DEPYP	Max	-2,91	-4,44
	DEPYP	Min	-6,50	-4,90
C14	DEPXP	Max	-7,17	6,90
	DEPXP	Min	-7,26	-3,97
	DEPYP	Max	-5,13	1,94
	DEPYP	Min	-9,29	0,99
C15	DEPXP	Max	-7,17	3,97
	DEPXP	Min	-7,26	-6,90
	DEPYP	Max	-5,13	-0,99
	DEPYP	Min	-9,29	-1,94
C16	DEPXP	Max	-4,50	6,50
	DEPXP	Min	-4,91	2,84
	DEPYP	Max	-2,91	4,90
	DEPYP	Min	-6,50	4,44

BÖLÜM ALTI

SONUÇLAR

Sunulan çalışmada, kompozit elemanlar hakkında genel bilgiler, kompozit elemanların tasarımı anlatılmış, betonarme bir yapı ve kompozit kolon kesitli yapı analizi yapılarak yapı deplasmanları karşılaştırılmıştır. Yapılan çalışma sonuçları aşağıdaki gibi özetlenebilir.

- Kompozit döşeme sisteminde çelik saçın kullanımı ile salt çelik yapı sistemine göre kalıp ve iskele işçiliği ile maliyeti de düşürülür. Ayrıca çelik saç önce kalıp vazifesi daha sonra da döşemede donatı vazifesi gördüğünden betonarme çeliğinden de tasarruf edilir.

- Kompozit kirişlerin boyutlandırılmasında döşemenin de varlığından yararlanılarak hem malzemeden tasarruf sağlanır hem de kirişin sehim azaltılmış olur.

- Kompozit kolonlarda betona gömülme sayesinde yapısal çelik elemanın yangına ve korozyona karşı dayanıklı olması sağlanır.

- Betonarme ve kompozit kolonlu yapı sismik analizi sonucunda, kompozit kolonlu yapının deplasmanları betonarme yapıya göre artmışsa da yönetmelik sınırları içerisinde kalmıştır.

KAYNAKÇA

Arda T. S. ve Yardımcı N. (2000). *Çelik yapıda karma elemanların plastik hesabı*.

İstanbul: Birsan Yayınevi.

Bayındırlık ve İskan Bakanlığı. (2007). *Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik*. 26454 Sayılı Resmi Gazete, Ankara.

Caprani, C. (2009). *Composite construction and design*, from

<http://www.colincaprani.com/files/notes/Composite%20Design.pdf>

Damar, M. (2006). *Kompozit yapılarda taşıma gücü*. Osmangazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Bölümü Yüksek Lisans Tezi, Eskişehir.

European Committee for Standardization (CEN). (2002). EN 1990:2002, *Basis of structural design*, United Kingdom.

European Committee for Standardization (CEN). (2001). prEN 1992-1, *Design of concrete structures-part 1-general rules and rules for buildings*, United Kingdom.

European Committee for Standardization (CEN). (2001). prEN 1993-1-1, *Design of steel structures-part 1-1-general structural rules*, United Kingdom.

European Committee for Standardization (CEN). (2004). prEN 1994-1-1, *Design of composite steel and concrete structures-part 1-1-general rules and rules for buildings*, United Kingdom.

- Eyyubov, C. (2005). *Çelik-beton kompozit enkesitli kirişlerin gerilme ve şekil değiştirmelerinin araştırılması*. Erciyes Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Bölümü Yüksek Lisans Tezi, Kayseri.
- Friberg, B. F. (1954). Combined form and reinforcement for concrete slabs. *Journal of the American Concrete Institute*, 50, 697-716.
- Godfrey, G. B. (1957). Post-War Developments in German Steel Bridges & Structures. *Structural Engineer*, 53–68.
- Jonhson, R.P. (1994). *Composite Structures of Steel and Concrete, Vol. 1 Beams, Slabs, Columns, and Frames for Buildings* (2nd ed.). Oxford: Blackwell.
- Nethercot, A. D. (2004). *Composite Construction*. (2nd ed.). London and New York: Spon Pres Taylor and Francis Group.
- Odabaşı, Y., Yorgun C. (b.t.). *Kompozit döşeme plaklarının uygulaması üzerine bir araştırma*.
- Öztoprak, B. (1999). *Kompozit ve betonarme prefabrik karkas bir endüstri yapısının maliyet karşılaştırılması*. İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Bölümü Yüksek Lisans Tezi, İstanbul.
- Porter, M. L. and Ekberg, C. E. (1976). Design recommendations for steel deck floor slabs. *ASCE Journal of the Structural Division*, 102(11), 2121-2136.

Saydar, İ. (1996). *Çelik karkas bir yapıda çelik ve kompozit çözümlerin ekonomik karşılaştırılması*. İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Bölümü Yüksek Lisans Tezi, İstanbul.

Shanmugam, N. E., & Lakshmi, B. (2001). State of Art Report on Steel-Concrete Composite Columns. *Journal of Constructural Steel Research*, 57, 1041-1080.

Sütçü, F. (2003). *Kompozit döşemelerde etkili table genişliğinin incelenmesi*. İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Bölümü Yüksek Lisans Tezi, İstanbul.

Türk Standartları Enstitüsü. (2000). TS500, *Betonarme yapıların tasarım ve yapım kuralları*. Ankara.

Yorgun, C. (2005). Çelik sac-beton kompozit döşeme sistemlerinin uygulamalarına yönelik değerlendirmeler. *Türkiye Mühendislik Haberleri*, Sayı 435.

Yorgun, C. (2003). *Kompozit Döşemeler* (1. Baskı). İstanbul: Türk Yapısal Çelik Derneği Yayınları.

Wakabayashi, M. (1988). Japanese Standards for the Design of Composite Buildings; Composite Construction in Steel & Concrete, *Engineering Foundation*, 53-70.