



T.C.
BAYINDIRLIK ve İSKÂN BAKANLIĞI
AFET İŞLERİ GENEL MÜDÜRLÜĞÜ
DEPREM ARAŞTIRMA DAİRESİ

DEPREM ARAŞTIRMA BÜLTENİ

54



Deprem Araştırma Bülteni (DAB)

*Bulletin of Earthquake Research
(Bull. Earthq. Res.)*



Temmuz [July] / 1986
Cilt [Volume]: 13

Sayı [Issue]: 54

İÇİNDEKİLER [INDEX]

Sayfa [Page]

DERLEME [REVIEW]

Depreme Dayanıklı Prefabrike Yapılar [Earthquake Resistant
Prefabricated Buildings]

Nejat BAYÜLKE 5-135

NEPAT BAYDANE



YAYIN : 10

BAYINDIRLIK VE İSKAN BAKANLIĞI
TEKNİK ARAŞTIRMA VE UYGULAMA
GENEL MÜDÜRLÜĞÜ

DEPREM ARAŞTIRMA BÜLTENİ

54



YAYIN :10

BAYINDIRLIK VE İSKAN BAKANLIĞI
TEKNİK ARAŞTIRMA VE UYGULAMA
GENEL MÜDÜRLÜĞÜ

DEPREM ARAŞTIRMA BÜLTENİ

54

DEPREM ARAşTIRMA
BÜLTENİ



Üç Ayda Bir Yayınlanır
Bilim ve Meslek Dergisi



Sahibi
Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Adına
Oktay Ergünay
Teknik Araştırma ve Uygulama Genel Müdürlüğü
Deprem Araştırma Dairesi Başkanı



Yazı İşleri Müdürü
Erol Aytaç
(Jeomorfoloğ)

Teknik Araştırma ve Uygulama Genel Müdürlüğü
Deprem Araştırma Dairesi Başkanlığı



Yazışma Adresi
Teknik Araştırma ve Uygulama Genel Müdürlüğü
Deprem Araştırma Dairesi Başkanlığı
İrtibat Bürosu Yüksel Cad. No. 7/F



Yenişehir - ANKARA



Telefon : 17 69 55 - 23 72 65



Teknik Araştırma ve Uygulama
Genel Müdürlüğü Matbaası

DEPREM ARAŞTIRMA BÜLTENİ

YIL : 13

SAYI : 54

TEMMUZ 1986

BU SAYIDA

Depreme Dayanıklı Prefabrike

Yapılar Nejat BAYÜLKE

DEPREME DAYANIKLI
PREFABRİKE YAPILAR

Nejat Bayülke (*)

ABSTRACT

This study is a compilation of available information on earthquake behaviour and resistant design of reinforced concrete prefabricated structure. It starts with a short introduction to types of prefabricated structures. Available data on actual earthquake behaviour and damage observations are presented next. Laboratory tests of various types of prefabricated systems and connections are presented with the intention of understanding the behaviour mechanisms of various types of connections. The next two chapters are devoted to the earthquake resistant design philosophy and forces to be used in the actual design. The last three chapters are on the ways of estimation of load carrying capacities of various types of vertical horizontal and other kinds of connections of large panel, frame and other types of prefabricated structures, along with the evaluation of the various connection types from the point of earthquake resistance.

(*) Teknik Araştırma ve Uygulama Genel Müdürlüğü,
Deprem Araştırma Dairesi Başkanlığı

I. PREFABRIKE YAPI SİSTEMLERİNİN ORTAK ÖZELLİKLERİ

Geleneksel monolitik yerinde dökme betonarme yapılar ile Prefabrike (ön yapımlı) yapılar arasındaki belirgin fark prefabrike yapıların yapının bulunduğu yerden farklı yerlerde dökülmüş çeşitli elemanların birleşmesinden oluşmuş olmasıdır. Prefabrike yapı elemanları birbirlerine halkalı, bindirmeli, kaynaklanmış inşaat demirleri ile yada mekanik olarak bağlanmaktadır. Bazen elemanların uç demirleri ek yerlerine konulan özel profillere kaynaklanmakta yada vidalanmaktadır. Bu gibi bağlantı yerleri 'Ek Yeri' olarak nitelenmektedir. Ek yerlerindeki donatılar beton yada harç ile kaplanmaktadır. Prefabrike bir yapı taşıyıcı elemanlar ve ek yerlerinden oluşmaktadır.

Prefabrike yapılarda düşey ve yatay yükleri taşıyan elemanlar perde duvarlar, yada kiriş ve kolonlardan oluşan çerçeveler olmaktadır. Yada her iki sisteminde birarada bulunduğu karma sistemlerden oluşmaktadır.

Prefabrikasyon deyimi yapıyı oluşturan elemanların özel bir yerde endüstriyel üretim teknikleri (seri halde ve standart tip eleman üretimi gibi) kullanılarak üretilmesi anlamına gelmektedir.

Prefabrikasyon inşaatın üstünlükleri şöyle sıralanabilir:

- 1- İnşaat işleminin ana unsurları merkezi bir biçimde üretilerek şantiyede çok emek gerektiren birçok işlemlerden, kalıp yapımı ve sökümü gibi, tasarruf edilebilmektedir.
- 2- Endüstriyel üretim tekniklerinin kalite kontrolüne olanak vermesi yapı elemanlarının istenilen kalitede üretimine daha çok olanak sağlamaktadır.
- 3- Kalite kontrolü ve kontrollü koşullarda beton üretimi daha yüksek dayanımlı beton üretimine ve dolayısı ile malzemeden tasarrufa olanak sağlamaktadır.
- 4- İnşaat gereçlerinin kullanımında, kalıp gibi, tekrar tekrar kullanım ile ekonomi sağlanmaktadır.

- 5- İnşaat süresi kısalmakta, fabrikada kontrollü koşullarda üretilmiş elemanlarla şantiyede her türlü çevre koşullarında inşaat yapılabilmektedir. İnşaat mevsimi diye bir şey kalmamaktadır.

Öte yandan prefabriğe inşaatın bazı sorunlu alanları da bulunmaktadır:

- 1- Ek yerlerinde bağlantının istenen biçimde olması için gereken eleman üretiminde ve montajda özel itina gerekmektedir.
- 2- Uygun donatı detayları ile yapının değişik yerlerinde değişik zamanlarda üretilmiş betonlarda oluşacak farklı rötreinin giderilmesi gerekmektedir.
- 3- Ek yerlerinin su ve nem etkisinden korunması için özel ayrıntıların geliştirilmesi gerekmektedir.
- 4- Prefabriğe yapılar ve yapı sistemlerinde ekonomik endüstriyel üretimin gerektirdiği eleman sayısının sınırlı olması gereği mimari çözümlerin sayısını kısıtlamakta ve genellikle mimari yaratıcılığı azaltmaktadır.
- 5- Özellikle Türkiye gibi aktif deprem bölgelerinde yapılacak pefabriğe yapılarda belirli bir deprem dayanımı ve deprem açısından güvenli davranış için özellikle ek yerlerinde özel bağlantıların ekonomik ve pratik olarak geliştirilmesi gerekmektedir.

Ülkemizde büyük boyutlu konut açığının hızlı ve ekonomik üretim teknikleri kullanılarak karşılanması alanında prefabrikasyon ilk akla gelen çözümlerden biri olmaktadır. Bu çözümün kabul edilmesi ile birlikte yabancı ülkelerden değişik prefabriğe yapı ve eleman üretim teknolojisi de yurda getirilmektedir. Yurt dışından getirilen ve Türkiye'de geliştirilen prefabriğe yapı ve yapı sistemlerinin deprem etkileri karşısındaki davranışlarının doğru değerlendirilmesi yapılmadan uygulamaya konulması ilerde olacak depremlerde önemli can ve mal kayıplarına yol açabilir.

Yapıların depremlere karşı davranışları olmuş depremlerde gözlenmiş gerçek davranışlarından ve deprem etkilerini andıran koşullar altında yapılmış laboratuvar deneyleri sonuçlarından çıkarılmaktadır.

Türkiye ve dünyada olmuş depremlerdeki yapı hasarının incelenmesi ile betonarme, çelik, taş, tuğla vb malzemeden yapılmış kargir duvarlı yapıların depremlerdeki davranışlarının nasıl olacağı bilinmekte ve bu cins yapıların depreme dayanıklılığını artıran ayrıntılar ortaya konulmuş bulunmaktadır. Ayrıca bu gün için klasikleşmiş kabul edilebilecek bu yapı malzeme ve sistemleri üzerinde yıllardanberi çok sayıda laboratuvar deneyleri de yapılmış olduğundan bu sistemlerin depreme dayanıklılığı konusu bir bilinmeyen olmaktan çoktan çıkmıştır.

Prefabrike yapıların depreme dayanıklılığı konusunda ise yeterli bir bilgi ve deneyim birikimi yeni yeni oluşmaktadır. Bunun türlü nedenleri vardır. Prefabrike yapılar ve sistemlerinin yaygın olarak uygulanması son 20-30 yıl içinde başlamıştır. Prefabrike yapı uygulamaları öncelikle depremlerin pek olmadığı ülkelerde başladığı için, bu sistemlerin depreme dayanıklılığı üzerinde pek durulmamıştır. Prefabrike yapıların deprem olan bölgelerde de yapılmağa başlanması ile birlikte bu yapı sistemlerinin depreme dayanıklı olarak yapılması gereği de gündeme gelmiştir. Yeni prefabrike sistemler geliştiren yada başka ülkelerden sistemler alan depreme maruz ülkeler prefabrike yapıların deprem kuvvetlerine benzer kuvvetler altındaki davranışlarını da incelemektedirler. Prefabrike yapı sistemlerinin deprem deneyimleri de azdır. Son yıllarda Sovyetler Birliği, Romanya ve Yugoslavya'da olan depremler prefabrike yapı sistemlerini de etkilemiştir. Bu ülkelerdeki prefabrike sistemlerin deprem davranışı genellikle olumlu olmuştur. Bu deprem deneyimlerinden prefabrike yapıların yatay deprem kuvvetleri altındaki davranışları, kritik noktaları ve benzeri özellikleri üzerine yararlı bilgiler çıkarılmıştır.

Prefabrike yapılarda en kritik noktalar yapı elemanlarının birleşim yerleri olmaktadır. Prefabrike yapı elemanları yüksek nitelikli malzeme, işçilik ve kontrol ile yapıldıklarından yüksek dayanımlı olmaktadır. Ancak şantiyede yapılan birleşim yerleri ise genellikle aynı kalite düzeyinde olamamaktadır. Ayrıca bağlantı noktaları depremde en çok zorlanan yerleridir. Bu bakımdan prefabrike yapıların depreme dayanıklı olması büyük ölçüde ek yerlerinin depreme dayanıklı olmasına bağlıdır. Bu nedenle prefabrike yapı sistemlerinde ek yerlerinin depreme dayanıklı olarak geliştirilmesi

üzerinde durulmaktadır. Ek yerlerinin kesme kuvveti taşıma kapasitesinin saptanması, deneysel olarak kontrolü gibi konularda incelemeler yapılmaktadır. Prefabrike elemanların ek yeri sistemleri değişik biçimlerde olmaktadır. Ek yerlerinin taşıdıkları kesme kuvvetlerinin hesaplanmasında standartlaşmış yöntemler henüz geliştirilmemiş olduğundan deneysel çalışmalar önemli olmaktadır. Ayrıca ek yeri yükleme deneylerinin dinamik ve yönü değişen yükler altında yapılması böyle bir yüklemenin deprem koşullarına benzemesi açısından da gerekmektedir.

Türkiye'de yapıların deprem etkilerine karşı hesaplanmasında uyulması gereken asgari koşulları veren "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik"teki deprem ile ilgili bölümler prefabrike yapıları kapsamamaktadır. Bu Yönetmelikteki betonarme ile ilgili hesap esasları ve yapı elemanları ile ilgili ayrıntıların betonarme prefabrike yapılara da uygulanması doğru değildir.

Bu çalışmada önce değişik prefabrike yapı sistemlerinin kısa bir tanıtımı yapılacaktır. Daha sonra depreme dayanıklı yapı kavramı genel olarak ele alınacaktır. Prefabrike yapılarda gözlenmiş deprem hasarı incelendikten sonra değişik ek yerlerinin deneysel davranışları üzerinde durulacaktır. Değişik prefabrike sistemlerin oluşturduğu yapıların bir bütün olarak yatay kuvvetler altında davranışları ve dinamik özellikleri üzerinde durulacak ve bu tür yapılara gelen deprem yüklerinin yapılarda oluşturacağı etkilerin, özellikle bağlantı yerlerindeki etkileri, üzerinde durulacak ve ek yerlerinde oluşacak çekme, basınç, kesme, ve eğilme etkilerinin hesap yöntemleri verilecektir. Son olarak da ek yerlerinin ve yapı sistemlerinin deprem açısından değerlendirmesi yapılacaktır. Bu çalışma ile prefabrike yapı sistemlerinin depreme dayanıklı tasarımındaki en son gelişmelerin olabildiğince aktarılmasına çalışılacaktır.

2. PREFABRİKE YAPI SİSTEMLERİ

Prefabrike yapılar taşıyıcı sistemlerine göre panolu ve çerçevesi sistemler olarak iki ana gruba ayrılabilir. Daha ayrıntılı bir sınıflama

- 1- Panolu Sistemler
- 2- Çerçevesi Sistemler
- 3- Kutu Sistemler
- 4- Döşeme-Kolon Sistemleri
- 5- Karışık Sistemler

şeklinde olabilir. Prefabrik bir yapı sistemi tümü ile prefabrike elemanlardan oluşacağı gibi prefabrike elemanlar ve yerinde dökme elemanların bir arada bulunduğu karışık sistemlerde olabilir. Bazı karışık sistemlerde ise yerinde dökme taşıyıcı sistemlere hazır taşıyıcı olmayan elemanların eklenmesi de mümkündür.

2.1 Panolu Sistemler

2.1.1 Genel

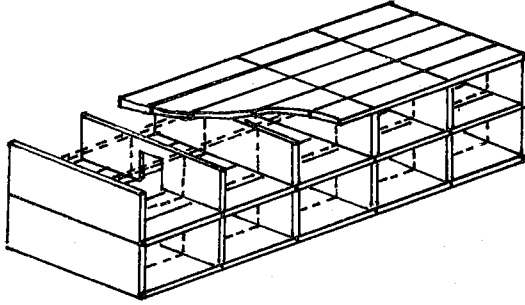
Bu sistem genellikle konut türü yapılarda kullanılır. Panolu sistemler düşey ve yatay ek yerleri ile birbirine bağlanmış büyük boyutlu yatay ve düşey panolardan oluşurlar. Düşey yükleri taşıyan duvar panoları genellikle bir kat yüksekliğindedir. Yatay döşeme panoları ya tek yönlü yada çift yönlü çalışan döşeme plaklarıdır ve çoğunlukla oda boyutunda olup döşeme yüklerini duvar panolarına aktarırlar

2.1.2 Genel Biçimleri

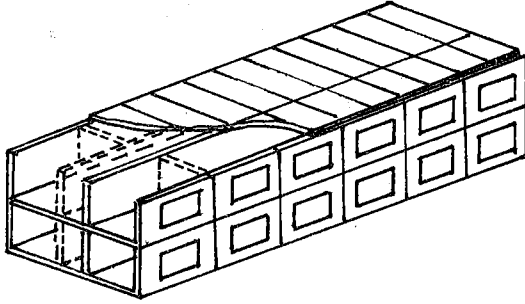
Panolu yapılar üç tipte olmaktadır:

a) Yapının Kısa Doğrultusundaki Panoların Düşey Yük Taşıdığı Sistemler: Bu sistemlerde döşemelerden gelen düşey yükleri taşıyan duvar panoları yapının uzun eksenine dik yönde yerleştirilmiştir (Şekil-1). Binanın uzun eksenine dik yönde yerleştirilmiş duvar panoları ile diğer yönde yerleştirilmiş panolar depremde gelen yatay yükleri taşırlar.

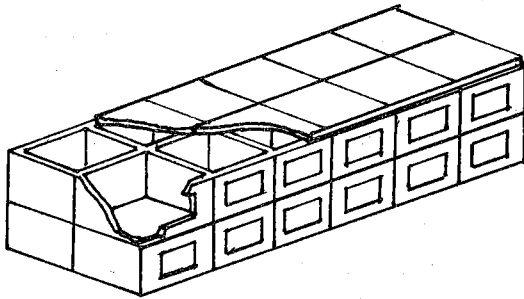
b) Yapının Uzun Doğrultusundaki panoların Düşey Yük Taşıdığı Sistemler: Bu sistemde döşeme panolarından gelen düşey yükler yapının uzun doğrultusunda yer alan duvar panoları tarafından taşınırlar. Yatay yükler ise her iki yönde uzanan duvar panoları tarafından taşınır. Şekil-2



Şekil-1 Kısa Yönde Düşey Yük Taşıyan Sistem
(Kesik Çizgilerle Gösterilen Duvarlar
Düşey Yük Taşımıyor)



Şekil-2 Uzun Yönde Düşey Yük Taşıyan Sistem



Şekil-3 Her İki Yönde de Düşey Yük Taşıyan
Sistem

c)İki Yönlü Sistemler: Bu tür sistemlerde (Şekil-3) döşeme panoları dört bir kenarından duvar panolarına düşey yük aktarırlar. Bütün duvar panoları hem düşey hemde yatay yük taşırlar.

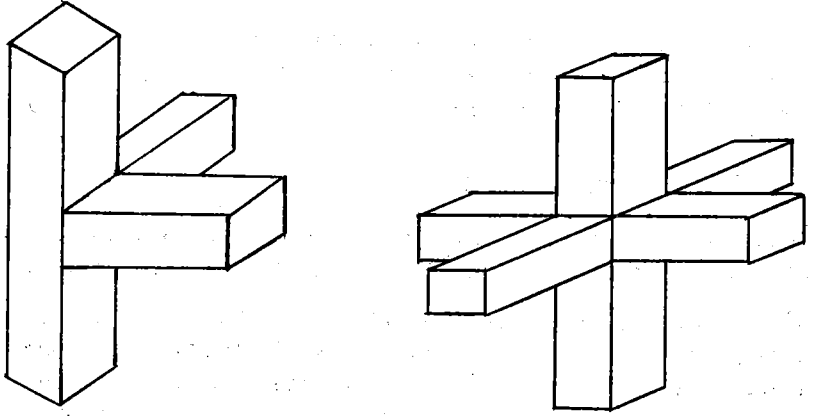
2.2 Çerçeveseli Sistemler

Çerçeveseli sistemlerde düşey yükler kiriş ve kolon elemanlarının oluşturduğu çerçeveler tarafından taşınır. Bu sistemler daha çok endüstri yapıları (Hangar,depo fabrika gibi) için tercih edilir. Çünkü bu tür yapılarda bölme duvarları çok azdır yada hiç yoktur. Bölme duvarlarına gerek duyulması durumlarında da ya bölme duvarları çerçeve sistemden ayrı olarak yapılarak duvarların bir deprem sırasında yatay yük almamaları sağlanmakta, ya da bölme duvarları tamamı yada bir bölümü yatay kuvvet alabilecek biçimde düzenlenerek bir deprem sırasında yatay yük taşımaya katkıda bulunmaları sağlanmaktadır. Duvarların yatay yük taşımadaki (düzlemleri içinde etkileyen) büyük etkinliği göz önüne alınırsa çerçeveseli sistemlerde yatay yük taşımada kullanılmaları yapılarda depreme karşı önemli ölçüde güvenlik ve dayanım sağlayacaktır.

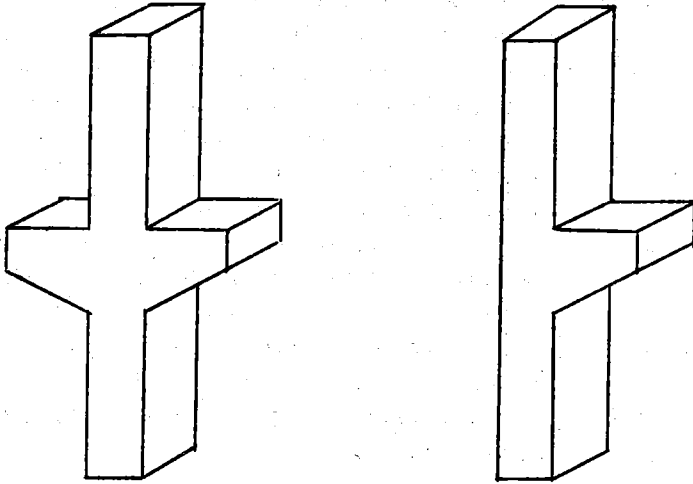
Çerçeveseli yapılar doğrusal kiriş ve kolon elemanlarından oluşabileceği gibi üç boyutlu kolon-kiriş elemanlarından da oluşabilir. Üç boyutlu kolon-kiriş elemanlarının kullanımı ile prefabrikte elemanlar birbirleri ile depremden dolayı gelen etkilerin en düşük düzeyde olduğu yerlerde, kolon ve kiriş ortalarında, birbirlerine bağlanabilmektedir. Böylece deprem etkilerinin en büyük olduğu yerlerde ek yeri oluşturmanın getirdiği sakıncalar giderilebilir. Şekil-4. Ancak üç boyutlu elemanların üretilmesi, taşınması ve yerleştirilmesinde ortaya çıkan güçlükler dolayısı ile genellikle doğrusal kiriş ve kolon elemanları tercih edilmektedir. Kirişlerden kolonlara kesme kuvvetinin problemsiz aktarılması ve inşaat sırasında kolaylık sağlaması dolayısı ile genellikle kirişlerin kolonlara bağlandıkları yerlerde kolonlarda gusse yapılmaktadır. Şekil-5.

2.3 Kutu Sistemler

Bu tür sistemlerde oda boyutunda üretilmiş kutular üst üste ve yanyana konulmakta ve bir bütün olarak çalışmalarını için birbirlerine özel detaylarla bağlanmaktadır. Bazı sistemlerde üst üste konulmuş kutular temele ankraj edilmiş ve bütün yapı yüksekliğince



Şekil-4 Üç Boyutlu Prefabrike Çerçeve
Elemanları



Şekil-5 Kirişlerin Oturması İçin Gusseli
Kolonlar

uzanan gergi çubukları ile bir arada tutulmaktadır. En üst katta çubuk uçundan son gerilme uygulanarak kutular birbirlerine bir gerilme ile bağlanmaktadır.

2.4 Döşeme-Kolon Sistemleri

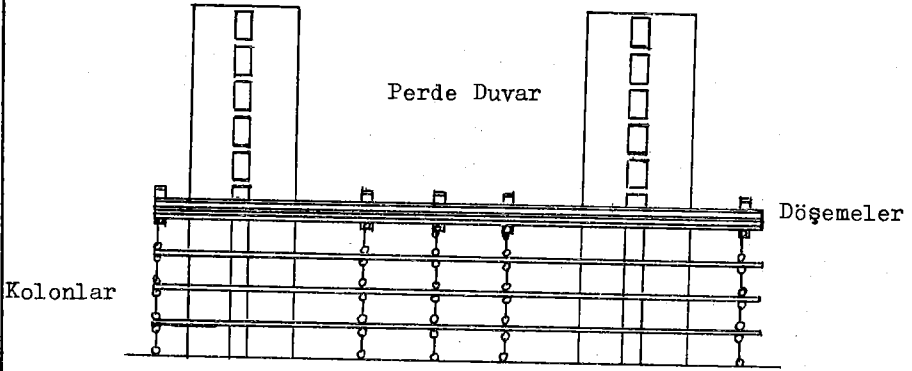
Bu sistemlerde döşemeler doğrudan genişletilmiş kolon başlarına oturtulmaktadır. Bu sistemin iki değişik türü olmaktadır:

a) Tek Parça Döşeme Kaldırma (Şekil-6) Betonarme kat döşeme plakları yerde üst üste tek parça olarak dökülmekte daha sonra özel düzenlerle (Krikolar ile) kaldırılmakta ve döşemelerin aralarına uygun yerlere yalnızca düşey yük alan prefabrike kolonlar yerleştirilmektedir. Kat döşemeleri kaldırılmaya başlanmadan önce merdiven ve asansör boşluklarının bulunduğu ve yatay yükleri taşıyacak yerinde dökme betonarme perde duvarlı kutu sistemleri (çekirdek) inşaa edilmektedir. Döşemeler her kat düzeyinde bu betonarme perde çekirdeklere bağlanmaktadır. Kolonların döşeme plağına bağlantısı mafsallı olurken plağın betonarme perde sistemine bağlantısı rijit olmaktadır.

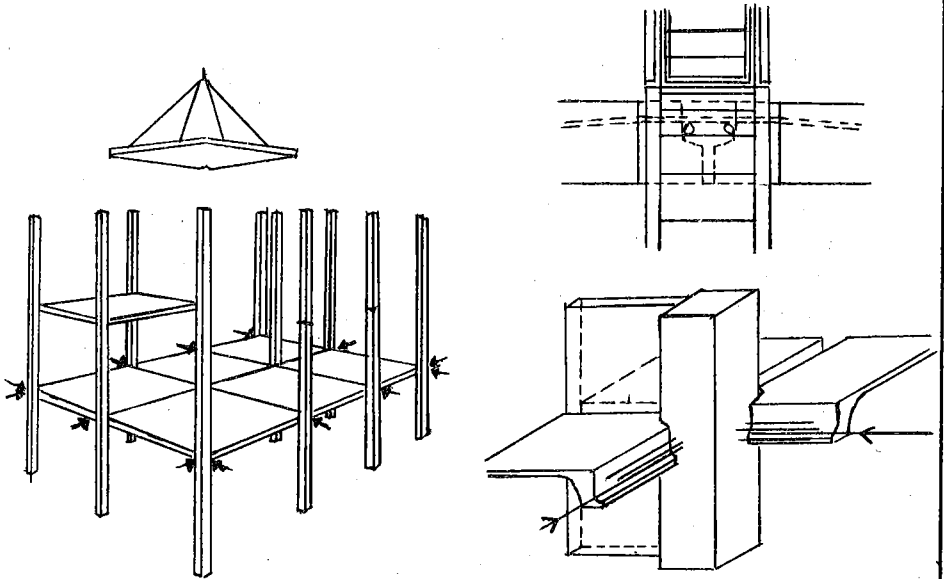
b) Öngerilmeli Plaklı-Kolonlu Sistem: Böyle bir sistem Şekil-7'de gösterilmektedir. Betonarme prefabrike kolonlar 1-3 kat yüksekliği boyunda olmakta, prefabrike döşeme plakları kolon aksları arasına girebilecek boyutlarda hazırlanmakta, plakların köşelerinde kolonlardaki gusselere oturacak girintiler bulunmaktadır. Bir katın bütün prefabrike plakları yerleştirildikten sonra döşemeler öngerilme verilmektedir. Bu iş için plakların uçlarında ve kolonlarda son gerilme çubuklarının geçtiği yuvalar ve delikler bulunmaktadır. Döşemelere her iki yönde son gerilme verilerk monolitik olmaları sağlanmaya çalışılmaktadır. Bu sistem de de kolonların yalnızca düşey yük taşıdıkları kabul edilmekte, yatay yükler içinse ya bazı kolon akslarına konulmuş ve kolonlarla monolitikleştirilmiş yada bağlanmış perde duvarlar oluşturulmakta, yada yerinde dökme betonarme perde duvarlı çekirdekler (içinde merdiven ve asansör boşlukları olan) yapılmaktadır.

2.5 Karışık Sistemler

Bu tanıma giren sistemler yukarıda tanımlanan sistemlerden farklı olan sistemlerdir. Örneğin yerinde dökme perde duvarların üzerine prefabrike döşeme plaklarının yerleştirilmesi ile yapılan sistemler gibi.



Şekil-6 Tek Parça Döşeme Kaldırma Sistemi



Şekil-7 Öngerilmeli Plaklı-Kolonlu Sistem

3. PREFABRİKE YAPILARDA GÖZLENMİŞ DEPREM HASARI

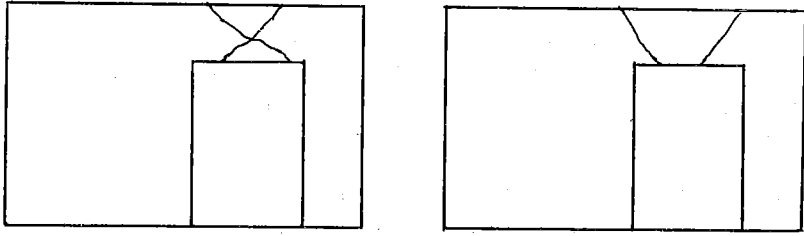
Önemli sayıda prefabrike yapının etkilendiği şiddetli depremlerin sayısı fazla değildir. 1977 Vrancea (Romanya) depremi ile 1979 Karadağ (Yugoslavya) depremlerinde çok sayıda ve değişik tipte prefabrike yapı depremin hasar alanı içinde yer almışlardır. Bundan başka 1964 Alaska (ABD) depreminde de son gerilmeli prefabrike döşemesi olan bir yapıda inşaat halinde iken yıkılmıştır. Bu bölümde değişik tip prefabrike yapılarda gözlenmiş hasar verilecek ve hasarın değerlendirilmesi yapılacaktır.

3.1 Panolu Yapılarda Deprem Hasarı

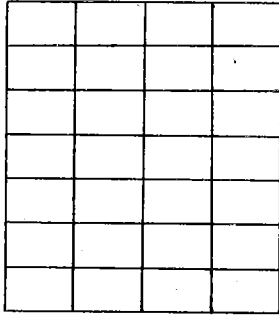
Prefabrike panolu yapılar şimdiye kadar iki önemli deprem deneyimi geçirmişlerdir. Bunlardan biri 1977'de Romanyada Vrancea'da olan depremdir. Bu depremde panolu yapıların genellikle yeterli davranışları gözlenmiştir (Sandi 1979). Romanya'daki panolu yapıların yatay ve düşey ek yerleri oldukça yüksek dayanımlıdır. Yapıların çoğunda düşey ek yerlerinde kılcal ve daha geniş (> 1 mm) çatlaklar olmuştur. Öte yandan panolarda da hasar gözlenmiştir. Hasar Şekil-8'de görüldüğü biçimde olmuştur. Özellikle kapı boşluklarının üzerinde lento biçimindeki yerlerde kesme çatlakları gözlenmiştir (Sachanski 1978).

Vrancea depreminden sonra prefabrike panolu yapıların titreşim periyotlarında % 20-30 kadar artış olmuştur (Sandi 1979). Bu artışın ek yerlerindeki yumuşama, çatlama ve mm boyutunda kaymalardan dolayı olmuş olması muhtemeldir. Periyotlardaki artış yapıların rijitliğinde ve elastisite modülünde % 45-55 kadar azalmaya karşılık olmaktadır. Bu arada yumuşak zemin üzerinde yer alan yapılarda bu artışın daha fazla olduğu gözlenmiştir. Bu bir bakıma temel malzemesinin sıkışmasının yada temelde dönmenin oluşturduğu bir periyot artışı olarak nitelenebilir.

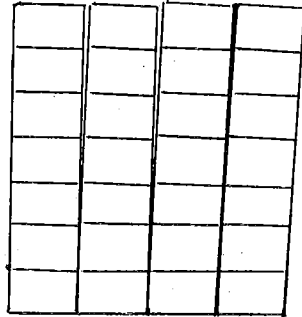
Prefabrike panolu yapıların geçirdiği ikinci önemli deprem deneyimi 1979'da Yugoslavya'nın Adriyatik kıyılarında Karadağ'da olan depremdir. Velkov (1979)'a göre 1979 Karadağ (Yugoslavya) depreminde prefabrik panolu yapılarda çatlakların oluşması şöyle bir sıra izlemiştir (Şekil-9):



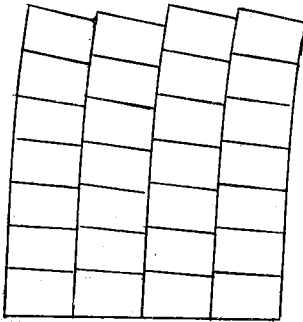
Şekil-8 1977 Vrancea Depreminde Panolarda
Gözlenmiş Hasar (Sachanski 1978)



①



②



③

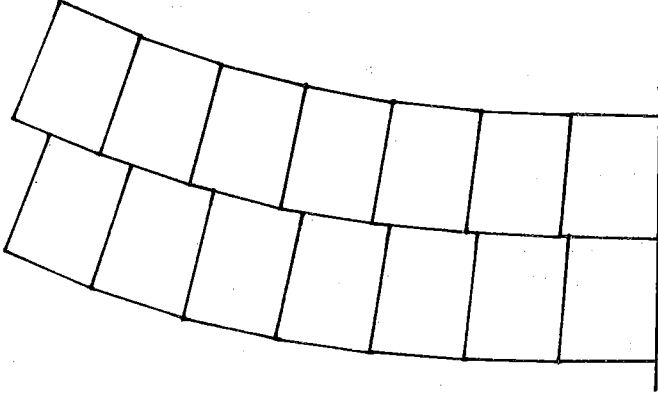
Şekil-9 1979 Karadağ Depreminde Panolu
Prefabrike Yapıların Davranışı

Önce panolar arasındaki düşey ek yerlerinde çatlama başlamakta, üst üste dizilmiş pano dizileri birbirlerinden ayrıldıktan sonra herbir düşey pano kulesi eğilme ile zorlanmaya başlamakta ve panolar arasındaki yatay ek yerlerinde çatlaklar ve açılmalar olmakta, ek yerindeki yerinde dökme beton ezilmektedir.

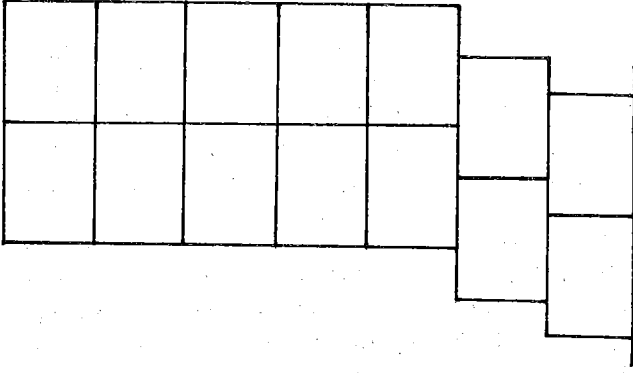
Bu depremlerden 1977'de olanı odak merkezinden yaklaşık 150 km ötede nisbeten yumuşak zeminler üzerinde olan 7-8 katlı prefabrike yapıları etkilemiştir. Bu yapıların titreşim periyotları gerek üzerinde buldukları zemin ve gerekse depremin yer hareketinin etkin olduğu periyotlardan çok kısadır. Dolayısı ile bu yapılara gelen yatay yükler depremin daha çok etkili olduğu uzun periyotlu yapılara gelen yüklerden daha küçüktür. Bir bakıma bu depremin prefabrike panolu yapılar için geçerli bir deneyim olduğu söylene-
mez. Gerçekte bu yapıların depremin merkezine yakın bir yerde ve kendi doğal titreşim periyotlarına yakın periyotlardaki kuvvetli deprem yer hareketi ile zorlanmalarının yaratacağı etkiler açısından denenmesi gerekirdi.

1979'da olan Karadağ, Yugoslavya depreminde ise depremin merkezine oldukça yakın bir yerde bulunan az sayıdaki prefabrike panolu yapılar etkilenmiştir. Binaların yakınında olan maksimum yer ivmesi 0.37 g kadar olmuştur ve söz konusu yapılara önemli düzeylerde yatay ivme gelmiştir. Doğaldır ki burada deprem deneyinden geçmiş belli bir tip prefabrike panolu yapı söz konusudur. Bu depremin deneyinden geçmiş yapı sisteminden farklı olan prefabrike panolu yapılar için, bu depremden elde edilen sonuçları uygulamak doğru olmayacaktır.

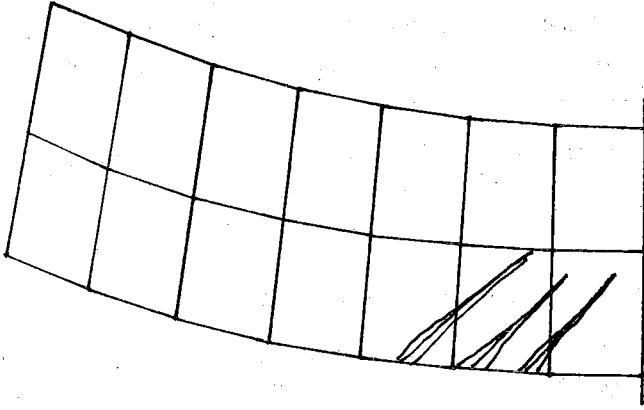
Panolu yapılardaki deprem hasarı ve davranışı önemli ölçüde sistemin yapım özelliğine bağlıdır. Eğer panolu yapı yerinde dökme betonarme perde duvarlı kadar monolitik ve rijit ve taşıma gücüne sahipse Şekil-10a'daki türden eğilme kırılması yapması beklenmelidir. Eğer yapıda yatay ek yerleri düşey ek yerlerinden zayıf ise Şekil-1b'deki gibi panoların birbiri üzerinden yana kaymaları şeklinde hasar beklenmelidir. Eğer düşey ek yerleri yatay ek yerlerinden daha zayıf ise Şekil-10c'deki türden hasar beklenmelidir. Nitekim burada sözü edilen iki depremde de yapılarda olan hasar Şekil-10c'deki gibi olmuştur. Panolu yapılarda genellikle düşey



c) Zayıf Düşey Ek Yerleri
Olan Panolu Yapının
Davranışı



b) Zayıf Yatay Ek Yerleri
Olan Panolu Yapının
Davranışı



a) Monolitikleşmiş
Panolu Yapının
Davranışı

Şekil-10 Prefabrikte Panolu Yapıların
Deprem Davranışları

yüklerin etkidiği yatay ek yerleri düşey ek yerlerinden daha yüksek dayanımlı olduklarından bu tip davranış beklemek daha doğrudur. Şekil-10b'deki türden hasar ise önemli ölçüde devrilme momenti oluşturacağından en tehlikeli hasar şeklidir. Yatay ek yerlerinde donatıların birbirlerine bağlanmadığı prefabrike panolu sistemlerde bu tür hasar beklenebilir.

Sonuç olarak bugün için her cins prefabrike panolu yapı sisteminin çok az sayıda deprem deneyimi olması nedeni ile bir değerlendirme yapmaya yeterli düzeyde değildir. Bu durum panolu yapılar ve ek yerleri üzerinde deprem yüklerine benzer yükler altında deneylerin yapılması gereğini işaret etmektedir.

3.2 Prefabrike Çerçeveli Sistemlerde Deprem Hasarı

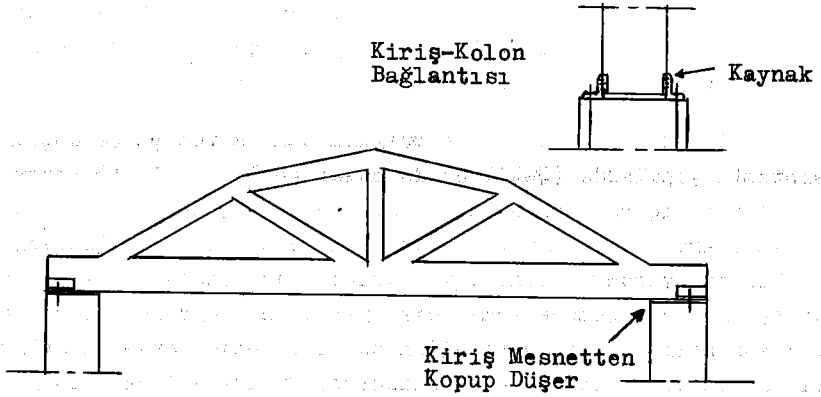
1977 Vrancea depreminde bu tür prefabrike yapılarda da hasar gözlenmiştir (Sachanski 1978). Kafes kiriş şeklinde 27 metre açıklıklı bir kiriş (Şekil-11) mesnet bağlantılarını kopararak devrilmiştir. Kirişin kolona bağlantısı kaynaklıdır. Kirişe ankrajlı çubuklar kolonun üst başında profil demirden yapılmış ve kolona ankrajlı bir plağa kirişin iki yanında bulunan köşebentler kaynaklanmıştır. Deprem sırasında bu kaynaklar kırılmış ve kafes kiriş devrilmiştir.

1976 Udine (İtalya) depreminde de çok sayıda prefabrike kolon-kiriş elemanlarından oluşmuş yapı etkilenmiştir.(Heimgartner 1978). Bu depreme bir çok hazır kolon-kirişli fabrika,depo gibi geniş açıklıklı yapılarda ya önemli miktarlarda kalıcı yatay ötelemeler olmuş yada boyuna kirişlere yalnızca sürtünme ile bağlanmış yapıların kısa yönünde uzanan T-şeklindeki dam kirişleri yıkılmıştır. Bu deprem çerçeve elemanların birbirlerine mutlaka donatılı olarak bağlanmalarının gerektiğini ortaya koymuştur.

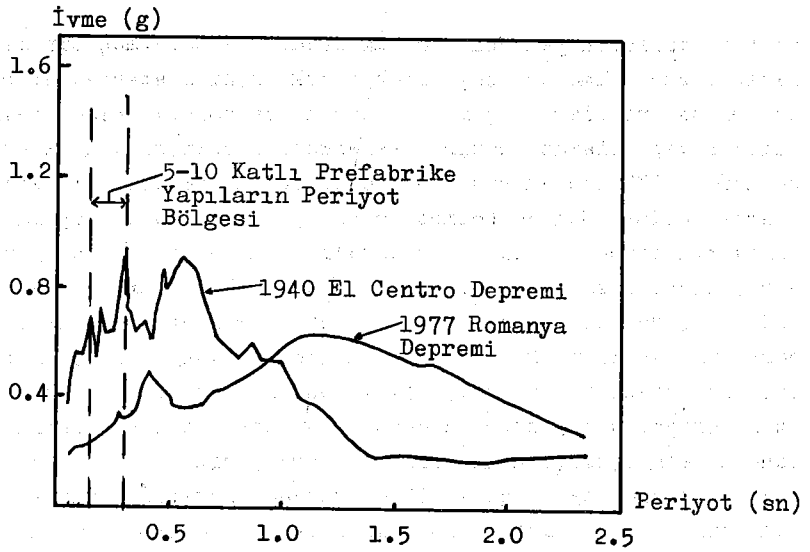
Prefabrike çerçeveli yapıların da yeteri kadar deprem deneyimi geçirmediği açıktır. Bu durum da deneysel olarak yatay yükler altındaki davranışlarının ortaya konulmasının önemini göstermektedir.

3.3 Döşeme-Kolon Sistemli Yapıların Deprem Hasarı

1977 Vrancea depreminde depremin merkezinden yaklaşık 270 km ötede Bulgaristan'ın Zviştov kentinde yer alan dört katlı bir döşemeleri son gerilmeli ve kolonlar üzerinde duran yapıda hasar olmuştur. (Brankov 1983). Yapının üç kolonunda eğilme çatlakları olurken,



Şekil-11 Kafes Kiriş-Kolon Hasarı



Şekil-12 1977 Romanya ve 1940 El Centro Depremlerine Göre Prefabrike Yapılara Gelecek Deprem İvme-lerinin Boyutları

yapıdaki bölme duvarlarında büyük çatlaklar gözlenmiş, bazı bölme duvarları şakülden kaymış ve devrilmiş yada devrilmeye hazır bir duruma gelmişlerdir. Bu yapıda herhangi bir perde duvarı bulunmamaktadır. Yapının oldukça esnek oluşu bölme duvar hasarına yol açabilecek boyutta önemli yatay ötelemeler yaptığını göstermektedir. Şekil-7'de gösterilen tipteki bu yapılar çok esnek olmakta ve uzakta olan depremlerden bile etkilenebilmektedirler.

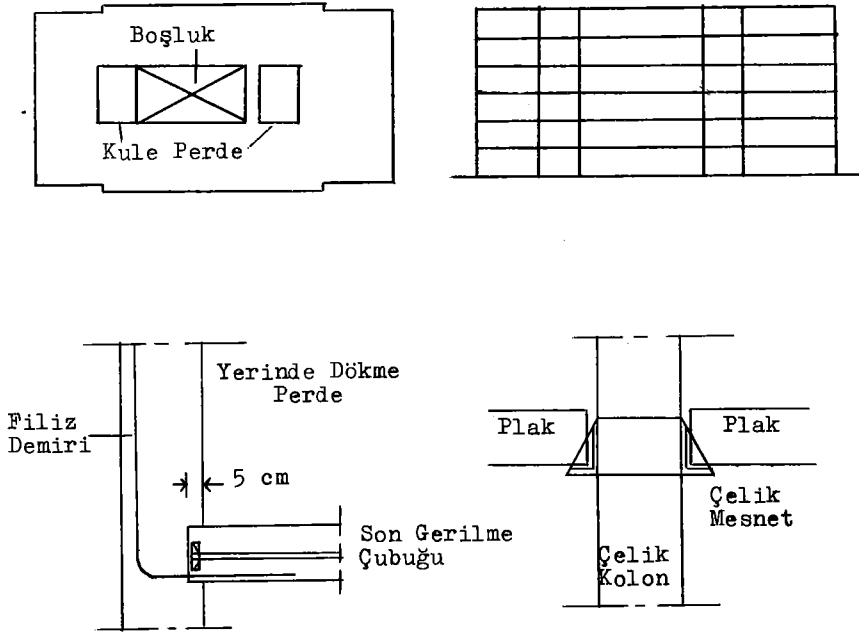
Yine 1977 Vrancea depreminde Bulgaristan'da tek parça döşeme kaldırma sistemli yapılarda (Şekil-6) da hasar gözlenmiştir.(Brankov 1983). 8-katlı ve içinde perde duvarlarla çevrilmiş merdiven boşluğu olan bu yapılarda zemin kat perde duvarlarında eğilme çatlakları, deprem yönüne dik yöndeki bölme duvarlarında devrilmeler, bölme duvarların kolonlara ve döşemeye temas eden yerlerinde ayrılmalar ve çatlaklar gözlenmiştir. Bu tip yapılardan her iki yönde perde duvarları olanlarda çatlaklar çok daha az olmuştur. Bu arada 4 ve 5 katlı perde duvarsız tek parça döşeme kaldırma sistemli yapılarda dolgu ve bölme duvarlarında 10 cm'e varan çatlaklar olmuş ve genellikle ağır dolgu duvar hasarı gözlenmiştir.

Bu tür yapıların yaklaşık 300 km kadar uzakta olmuş bir depremden hasar görmüş olmaları çok esnek olduklarını göstermektedir. Bu durum söz konusu yapıların içinde en küçük depremlerde bile önemli taşıyıcı olmayan yapı elemanı hasarı beklenmesi gerektiğini göstermektedir. Bu arada 1977 depreminin bir özelliğinden söz etmekte yarar vardır. İlerde Bölüm- 4.5'de belirtileceği gibi prefabrik yapılar kısa periyotlu nisbeten rijit yapılardır. Panolu prefabrike yapıların periyotları kısa olurken, perde duvarsız kolonlara oturan döşemeli yadatek parça döşeme kaldırma sistemli prefabrike yapılar ise uzun periyotlu yapılardır. 1977 depremi derin odaklı bir deprem olduğu için çok uzaklarda hissedilmiş ve buralardaki deprem yer hareketi uzun periyotlu olmuştur. Sönuçta kısa periyotlu prefabrike yapılar daha az etkilenmiş, uzun periyotlu prefabrike yapılar ise çok daha fazla zorlanmıştır. Şekil-12'de Vrancea depreminin merkezinden yaklaşık 150 km uzakta olan Bükreş'de elde edilmiş yer hareketinin mukabele spektrumu verilmektedir. Prefabrike yapıların bu depremdeki davranışları, daha sığ ve yakın mesafelerde olmuş aynı şiddetde ancak yer hareketinin daha kısa periyotlarda daha büyük olacağı bir depremdeki davranışına örnek olamayacaktır.

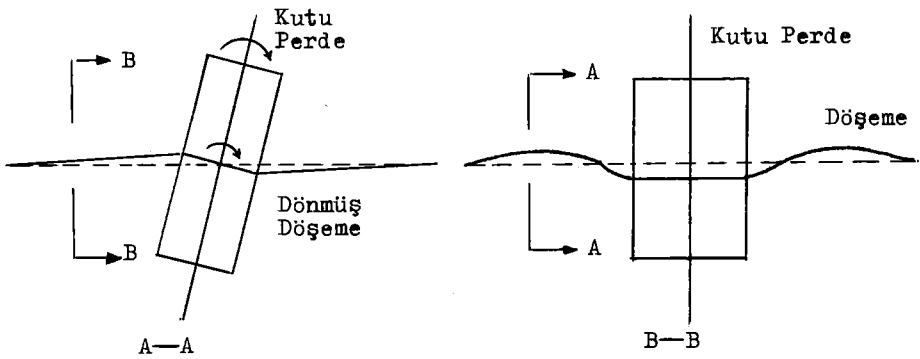
Kolonlara mafsallı olarak oturan son gerilmeli monolitik döşemesi olan perde duvarlı bir yapı 1964 Alaska depreminde inşaa halinde iken yıkılmıştır (Sutherland 1965). Bu yapının değişik ayrıntıları Şekil-13'de verilmektedir. Bina yatay yükleri taşıması beklenen betonarme kutu elemanların temelden çatlayıp kırılması ve devrilmesi sonucu yıkılmıştır. Bu kutu elemamda bütün boyuna donatıların aynı yerde bindirilmiş olması sonucu gevrek aderans kırılmasından dolayı yıkıldığı sonucuna varılmaktadır. Böylece perdenin eğilme donatıları tam kapasitelerine betondan sıyrılmıştır. Böylece kırılan deprem perdesi devrilirken kendisine bağlanmış son gerilmeli döşemelerde büyük uç momentleri ve dönmeleri oluşmuş buna dayanamayan döşeme-perde duvar ek yerleri kırılınca döşemeler devrilmiştir. Döşemeyi mafsallı olarak taşıyan kolonların yatay yükleri, perde kırıldıktan sonra taşımaları mümkün olmamıştır. Bu durum mafsallı uçlu ve yalnız düşey yük taşıyan kolonlara oturan prefabrik sistemlerde döşeme-perde bağlantısının kritik olduğunu göstermektedir. Çünkü burada rijitlikleri çok farklı olan iki elemanın birleşmesi söz konusudur. Betonarme perdede özelliklerüst katlara doğru artan ötelemeler perdeye bağlı döşemelere önemli boyutta eğilme momenti aktaracaktır. Şekil-14.

3.4 Sonuc

Prefabrike yapılarda şimdiye kadar gözlenmiş deprem hasarı değişik tür prefabrike yapılar için kesin yargılara ulaşılmasına olanak verecek kadar çok sayıda değildir. Romanya ve Yugoslavya'da olan depremler ek yerleri donatılı bağlanmış panolu prefabrike yapıların uzun periyotlu deprem yer hareketine dayanıklı olduklarını gösterirken; nisbeten daha esnek olan çerçeve ve döşeme-kolon türü prefabrike yapı sistemlerinin uzun periyotlu deprem yer hareketinden oldukça fazla etkilendiklerini göstermiştir. Bu arada perde duvarları olan tek parça döşeme kaldırma sistemli yapılarda döşeme-perde bağlantısının önemi de ortaya çıkmıştır. Birbirlerine donatılı olarak bağlanmış perde duvarlı yapıların deprem bakımından uygun olabileceği söylenebilir. Öte yandan bir deprem deneyinden geçmemiş değişik tip ek yerleri olan perde duvarlı yapılar da vardır. Çerçeve sistemlerde kiriş-kolon bağlantılarının önemi bir kere daha vurgulanmıştır. Depremler bütün prefabrike yapılarda değişik yapı elemanlarının birbirine bağlantılarının hasara yol açabilecek kritik noktalar olduğunu göstermiştir. Bu arada prefabrike yapı elemanlarının kendile-



Şekil-13 Son Gerilmeli Plak-Kolon Sistemi



Şekil-14 Perde Duvardaki Dönmenin Döşemeye Etkisi

rinde hasar olmadığı anlaşılmaktadır. Bu söz konusu fabrikada üretilmiş elemanların şantiyede yapılan bağlantılara göre daha nitelikli olmalarının doğal bir sonucudur. Kısaca deprem hasarı prefabrik yapılar da ek yerlerinin çok önemli olduğunu, tasarımlarında ve yapımlarında depremde oluşabilecek bütün etkilerin göz önüne alınması gerektiğini göstermiştir.

4. PREFABRİKE YAPI VE EK YERİ DENEYLERİ

Prefabrike yapıların depremlerde nasıl davranacaklarının bir deprem olmadan önce bilinmesi ve gerekirse iyileştirici önlemler alınması konusu deprem tehlikesi altında olan ve prefabrike yapı sistemlerini yaygın bir biçimde uygulayan ülkelerde deneysel çalışmalara ağırlık verilmesine yol açmıştır. Yapıların kayıplara yol açabilecek gerçek bir deprem deneyiminden geçmesini beklemek yerine özellikle ek yerlerinin deprem yüklerine benzer yükler altında denenmesi güvenli prefabrike yapı yapmak için gerekli görülmüştür.

Bu bölümde yabancı ülkelerde değişik prefabrike yapı sistemlerinin ek yerleri üzerinde yapılmış yüklemeyleri anlatılacaktır. Deneylerin çoğu panolu prefabrikeyapılardaki yatay ve düşey ek yerleri üzerinde yapılmıştır. Kimi deneylerde dinamik yükleme, kimisinde ise statik yükleme ile ek yerinin taşıyabileceği kesme gerilmesi yada kesme kuvvetinin ek yerinin dişli, düz, donatılı ve donatısız olmasına ve donatının bağlanma biçimine ve ek yerine dik gelen kuvvetler altındagibi parametreler altında değişimleri incelenmiştir. Ayrıca çerçevesi sistemler ile döşeme panolarının birbirine bağlanma biçimleri üzerinde yükleme deneyleri yapılmıştır. Bu deneylerde ek yerlerinin davranış biçimleri çıkarılmaya çalışılmıştır. Denenen her bir sistemin ayrı özelliklerde oluşu bu deney sonuçlarının bütün prefabrike sistemler için genelleştirilmesini güçleştirmektedir. Ancak deneyler çeşitli parametrelerin ek yerlerinin kesme dayanımı ve deformasyon özellikleri üzerindeki etkisi hakkında bilgi vermektedir.

4.1 Panolar Arasındaki Ek Yerleri Üzerinde Statik Deneyler

Mehlhorn ve Scwhing (1974) tarafından bildirilen bir dizi deneylerde ek yerinin dişli ve dişsiz olması ve ek yerinde boyuna donatı olması halinde ek yerinde oluşan kesme gerilmeleri ve ek yerinin deformasyonları arasında Şekil-15'de verilen ilişki bulunmuştur. Burada B/F_u ek yerindeki dişlerin boyunun toplam ek yeri boyuna oranıdır. Şekil-15 den görüldüğü gibi panoların birbirlerine dişli olarak eklenmesi kesme gerilmesi kapasitesini yüklemenin başlangıcında önemli ölçüde artırmaktadır. Ancak panolar arasındaki ötelemenin artması ile, bir bakıma panolar arasındaki dişlerin oluşturduğu kesme takozlarındaki betonun

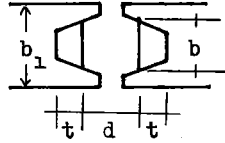
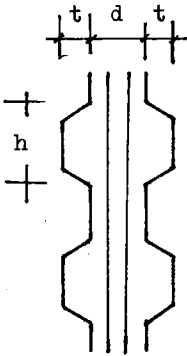
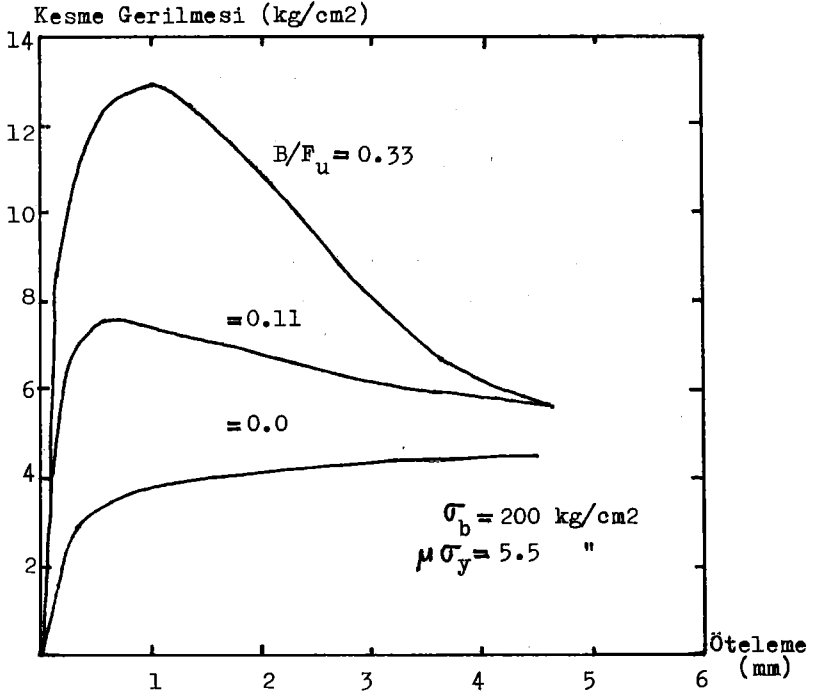
Kırılması ile kesme gerilmesi azalmakta ve giderek kesme takozu olmayan dışsuz ek yerinin sahip olduğu kesme dayanımına kadar düşmektedir. Başlangıçtaki kesme takozlarının taşıma gücü bunların tahribi ile giderek yok olmakta ve ek yerinin kesme direnci büyük ölçüde yüzeyler arasındaki sürtünmeye ve eğer varsa ek yerinden geçen donatıların kama etkisine (Dowel action) bağlanmaktadır. Burada σ_b ek yerindeki betonun basınç dayanımı, $\mu \sigma_y$ ise ek yerindeki donatı yüzdesi ile donatı akma dayanımının çarpımıdır. Şekil-15'deki değişimin değişik donatı yüzdesi kullanılması halinde nasıl değişeceği, diğer bir değişle panolar arasındaki ek yerindeki donatı yüzdesinin optimum miktarının ne olması gerektiği, kesme direnci açısından, incelenmemiştir.

Tassios ve Tsoukantas(1983) yaptıkları çalışmada ek yerlerinin statik yükleme altında kesme dayanımı-öteleme konusunda Şekil-16'da verilen ilişkiyi çıkarmışlardır. Bu ilişki de Mehlhorn ve Scwhing(1974) tarafından çıkarılan ilişkiye (Şekil-15) benzemektedir.

Becker (1977) tarafından verilen Şekil-17'deki eğride panolar arasındaki dişli ve düz birleşimlerin deformasyon ile taşıdıkları kesme kuvvetinin ek yerindeki donatı ve ek yerine gelen düşey yük arasındaki ilişkisi verilmektedir. Görüldüğü gibi düz birleşimlerin kesme dayanımı dişli birleşimlere göre çok daha düşük olmaktadır.

4.2 Panolar Arasındaki Ek Yerleri Üzerinde Dinamik ve Yönu Değişen Yükleme Deneyleri

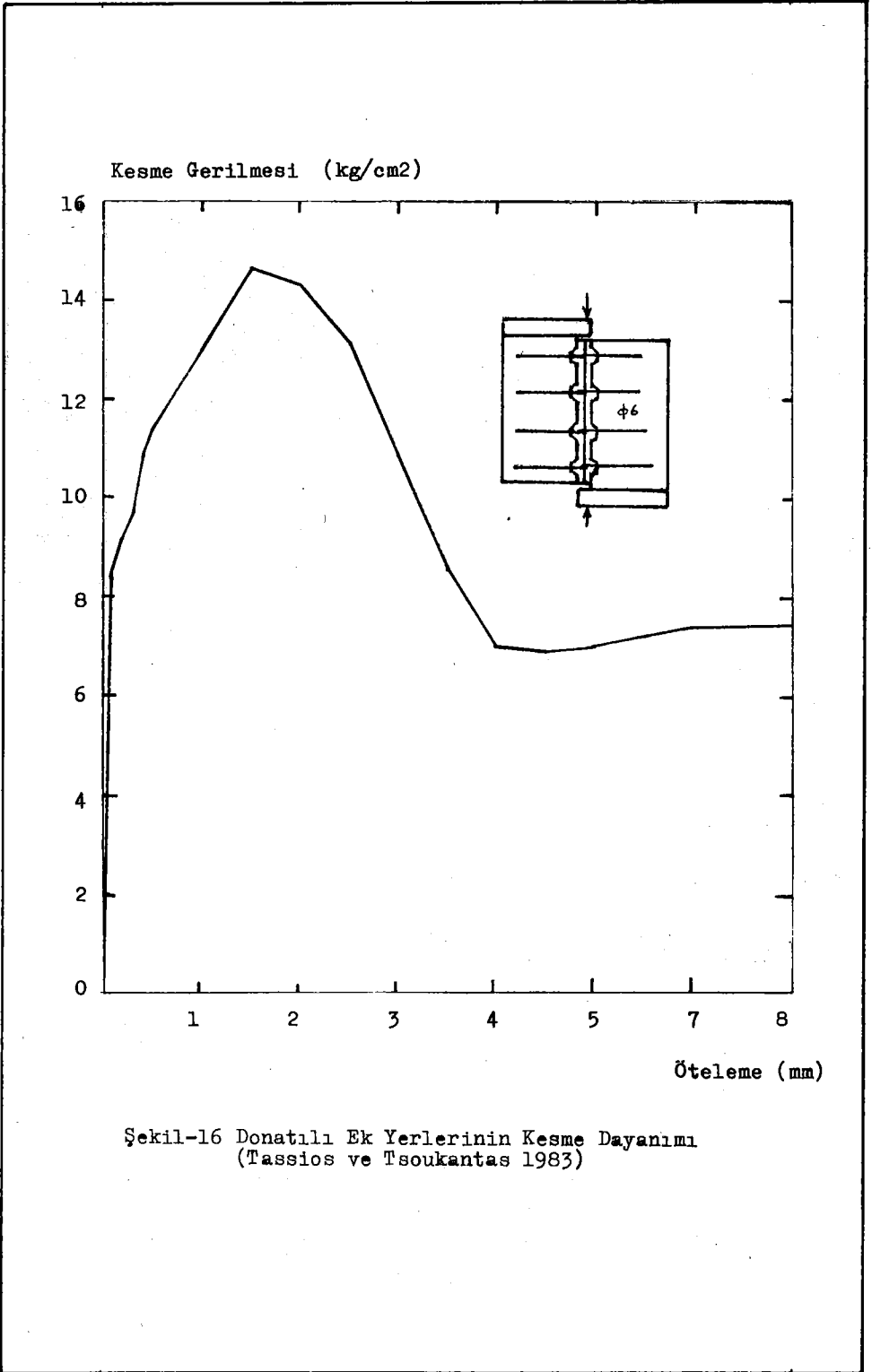
Değişik türdeki pano ek yerleri üzerinde Verbic ve Terzic (1978) tarafı tarafından dinamik ve yönu değişen yükleme deneyleri yapılmıştır. Dört değişik ek yeri üzerinde deney yapılmıştır. Bu ek yerlerinin ayrıntıları Şekil-18'de verilmektedir. Şekil-19a'da iki düşey pano arasında yatay ek yerinde yalnızca harç vardır. Şekil-19b'deki panolar aynı Şekil-19a'daki gibi olup bu deneyde panolar 4.8 ton/m'lik bir düşey yük altındadır. Her iki deneyin yük deformasyon eğrisinin karşılaştırılması, düşey basıncın donatısız ve dışsuz bir yatay ek yerinde kesme dayanımının ne ölçüde arttığını göstermektedir. Düşey basıncın olmadığı örnekte başlangıç kesme dayanımı bir kaç devresel yüklemekten sonra hızla % 50'ye yakın bir miktara inmektedir. Ayrıca her bir yükleme kademesinde yükün yönünün değişmesi

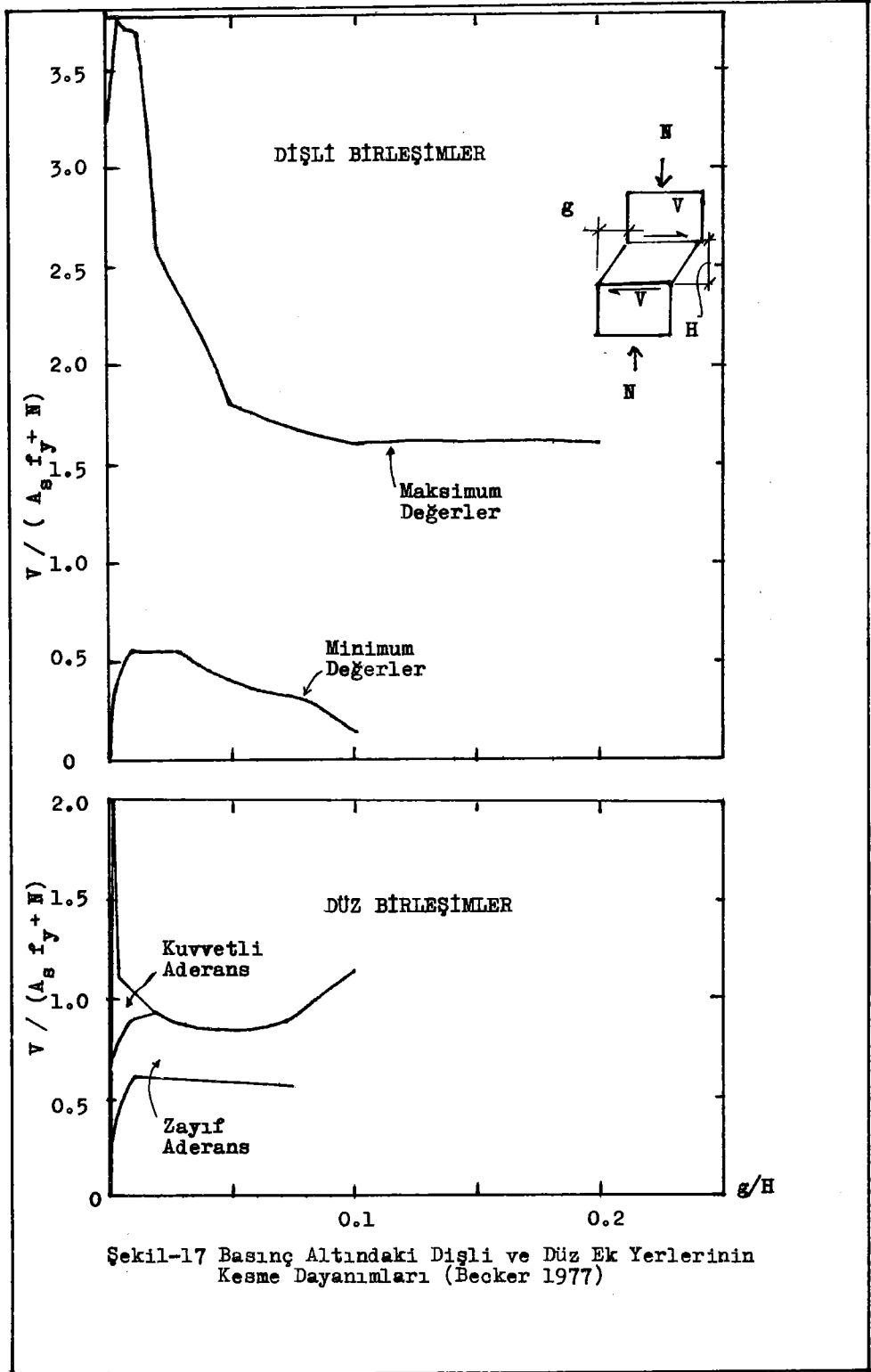


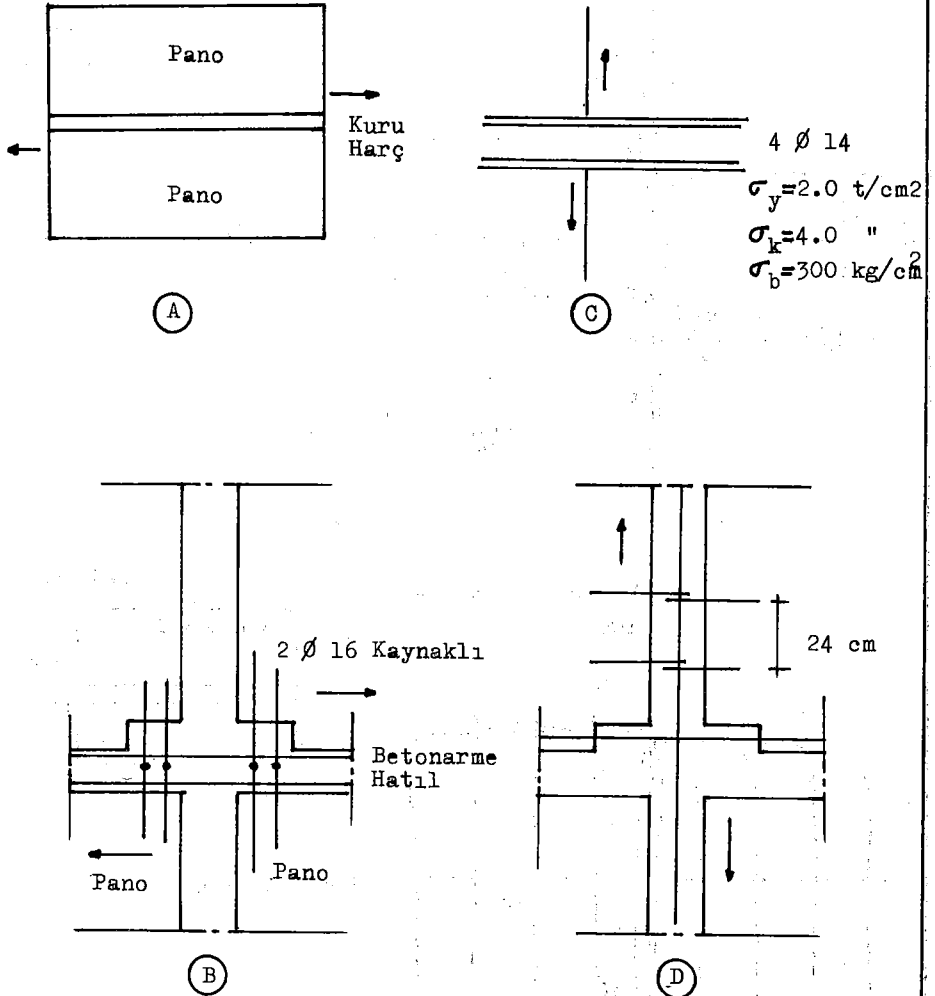
$$B/F_u = (h b / a b_1) n$$

$$n = \text{Diş sayısı/Pano Boyu}$$

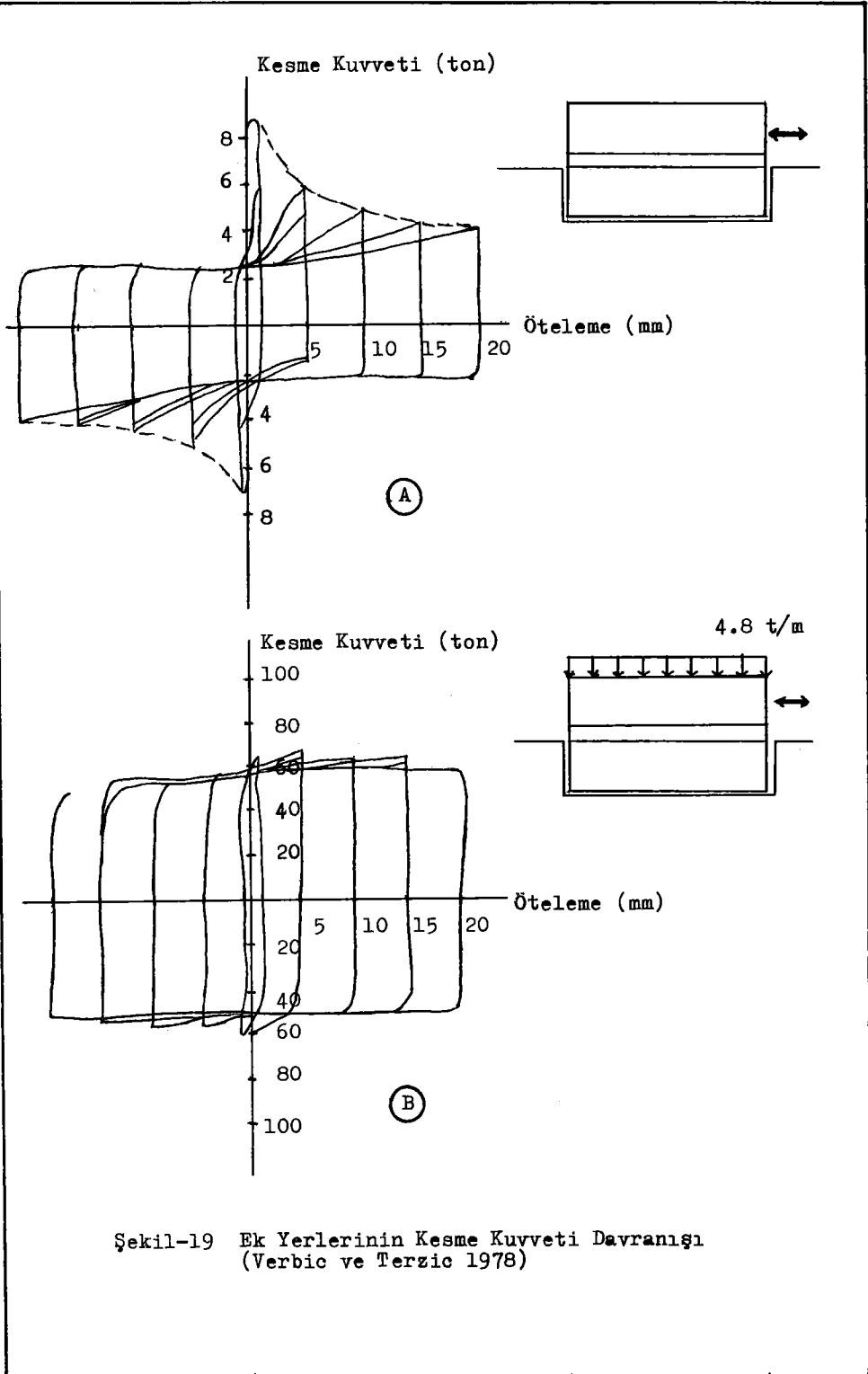
Şekil-15 Kesme Takozlarının Kesme Gerilmesi Taşıma Gücüne Etkisi (Mehlhorn ve Sewhing 1974)







Şekil-18 Yükleme Deneyi Yapılan Ek Yeri
Ayrıntıları (Verbic ve Terzic 1978)



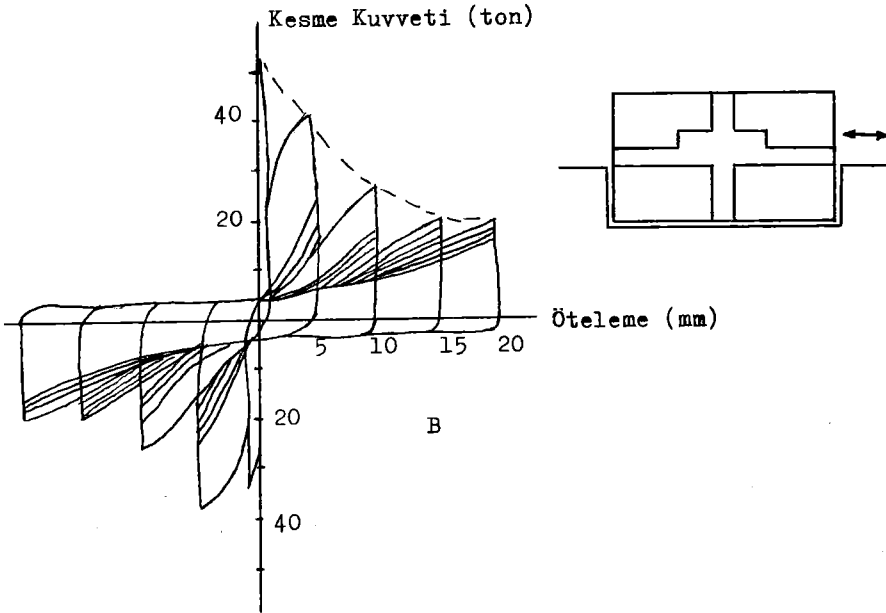
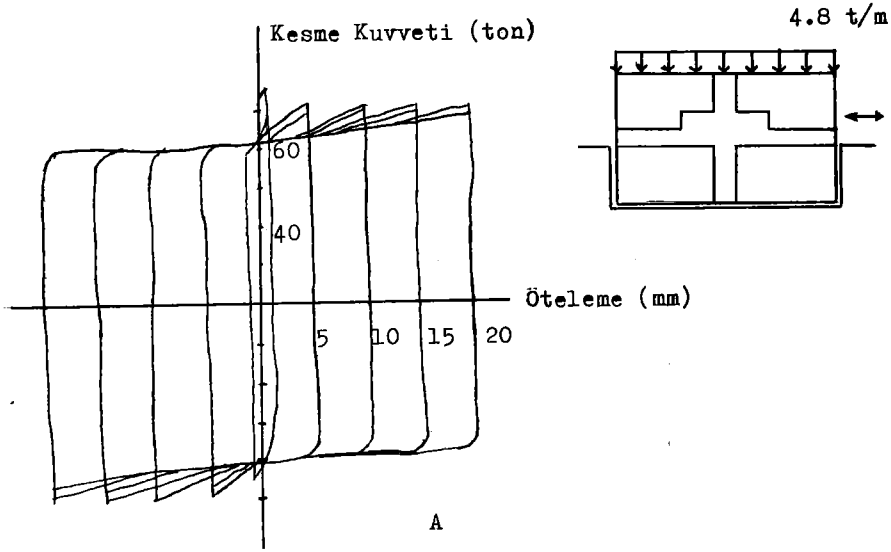
Şekil-19 Ek Yerlerinin Kesme Kuvveti Davranışı
(Verbic ve Terzic 1978)

ile de ters yönde yüklemeye kesme dayanımı azalmaktadır. Düşey basınç altındaki aynı tür ek yerinde ise devresel yüklemelerin artması ile kesme dayanımında olan azalma daha küçük olmaktadır. Düşey basınç ek yerinin davranışını dengeli bir konumda tutmaktadır. Bu iki deney ek yeri üzerindeki düşey basıncın olumlu katkısı olduğunu göstermektedir.

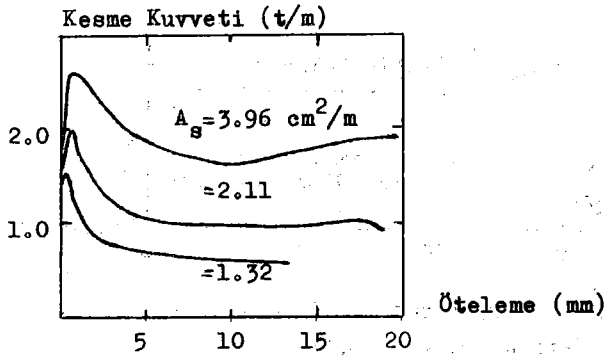
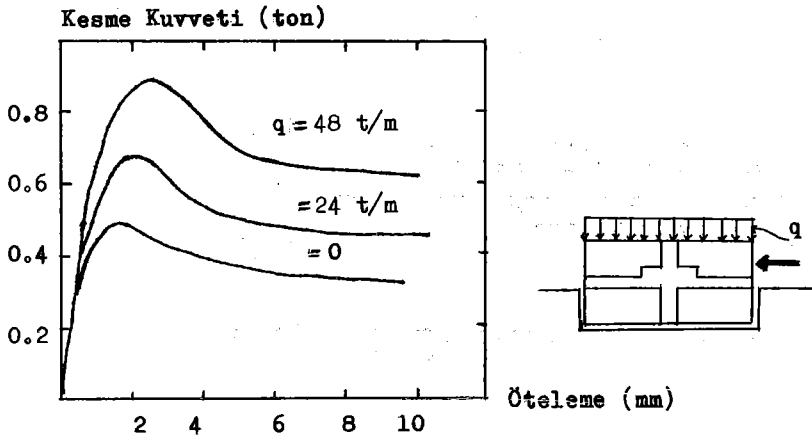
Şekil-20 a ve b'de ise donatıların kaynaklı olarak bağlandığı bir ek yerinin düşey yüklü ve yüksüz durumda devresel yüklemeler altındaki davranışları verilmektedir. Ek yerinde donatının bulunması kesme dayanımına önemli ölçüde artırmaktadır (Bak Şekil-19a ve Şekil-20b). Ancak yine de belli bir düzeyde ek yeri kayması halinde ek yerinin kesme dayanımı yüklemenin başlangıcındaki dayanımından çok şey, yaklaşık % 60, kaybetmektedir (Şekil-19a ve Şekil-20b). Ek yeri üzerinde etkiyen bir düşey basıncın bulunması halinde ise artan yatay ötelemelerin ek yerinin kayma direncinden fazla birşey kaybettirmediğini göstermektedir. Düşey basınç altında ek yerinin kesme dayanımında olan azalma % 10-20 düzeyinde olmaktadır.

Bu deneyler ek yerinin kesme dayanımına düşey yüklerin büyük katkısını göstermektedir. Bu dört deneyden elde edilen verilerin karşılaştırılması Şekil-21'de gösterilmektedir.

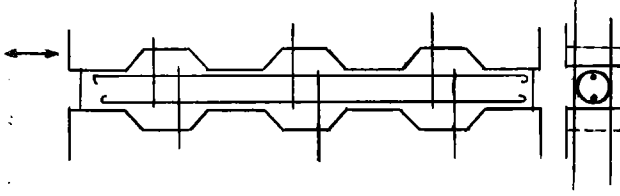
Bir başka dinamik ek yeri deneyi Maio (1980) tarafından yapılmıştır. Bu deneydeki ek yeri Şekil-22'de gösterilmektedir. Bu deneylerden elde edilmiş kesme kuvvetleri ve ek yerinde oluşan kaymalar Şekil-23'de verilmektedir. Ayrıca ek yeri statik olarak da denemiştir. Bu deneylerden statik yükleme halindeki maksimum kesme kuvveti kapasitesinin dinamik yükleme halinde % 70 kadar azaldığı gözlenmektedir. Statik yüklemeye karşılıklı duran beton takozlarınının 3-4 mm kadar bir ötelemeye kırılmalarına karşılık dinamik yüklemeye beton kesme takozları 1.4-3.9 mm'lik ötelemelerde kırılmışlardır. Deneyler 1 ve 3 adet kesme takozu olan örnekler üzerinde yapılmıştır. Tek kesme takozu olan ek yerinde daha düşük kesme direnci görülürken daha fazla ötelemeye dayandığı da gözlenmiştir. Üç kesme takozlu ek yeri daha büyük kesme kapasitesi verirken bu takozların kırılmasından sonra kesme dayanımı hızla azalmış ve kopma anında deformasyon daha az olmuştur.



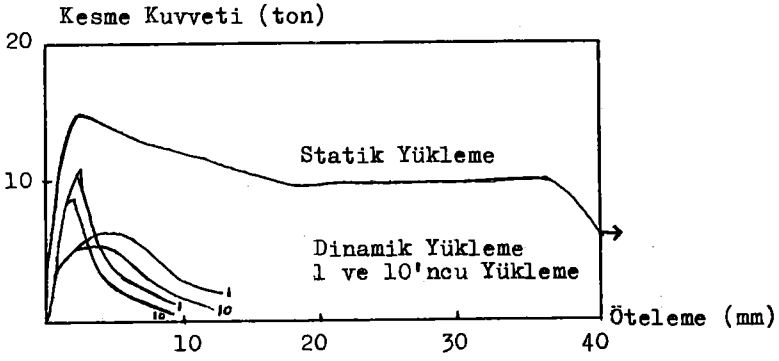
Şekil-20 Ek Yerlerinin Kesme Davranışı
(Verbic ve Terzic 1978)



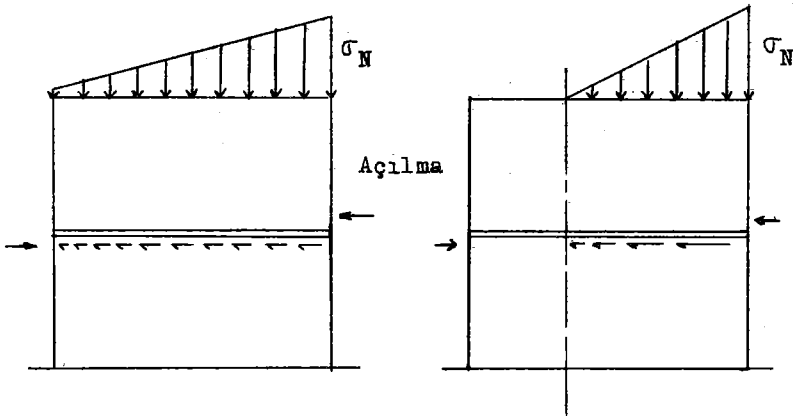
Şekil-21 Ek Yerindeki Donatının Miktarı ve Eksenel Yükün Değişmesi ile Kesme Dayanımında Değişme (Verbic ve Terzic 1978)



Şekil-22 Maio (1980) tarafından Denenen Ek Yeri Detayı



Şekil-23 Maio (1980) Tarafından Elde Edilen Ek Yeri Kesme Davranışı



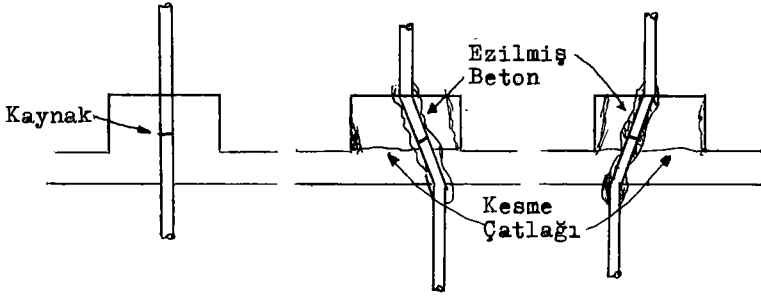
Şekil-26 Eşit Yayılı Olmayan Düşey Basıncı Altında Yatay Ek Yeri Gelişen Kesme Dayanımı

Bu deneylerin ışığı altında bu cins ek yerlerinin kesme dayanımı için şöyle bir model geliştirilebilir. Yüklemenin başında ek yerindeki beton ile pano arasındaki aderans ve aradaki kesme takozunun direnci ile oluşmaktadır. Bu yük düzeyinde çekme-basınç devresel yüklemelerin sayısının artışı ile ek yerinin rijitliği ve kesme kuvveti taşıma gücü az da olsa azalmaktadır. Ancak ek yerine gelen kuvvetin artışı ile ani olarak, kesme takozlarının kırılması ile kesme kuvveti taşıma gücü azalmaktadır. Üstelik bu aşamada yüklemenin yönü değişen devresel yük olması halinde kesme dayanımında süratli bir azalma daha olmaktadır. Bu aşamada kesme kuvveti dayanımı ara yüzeylerdeki sürtünme ile sağlanmaktadır. Eğer ek yerine gelen düşey yük de varsa sürtünme ile sağlanan kesme direnci yüksek olmaktadır.

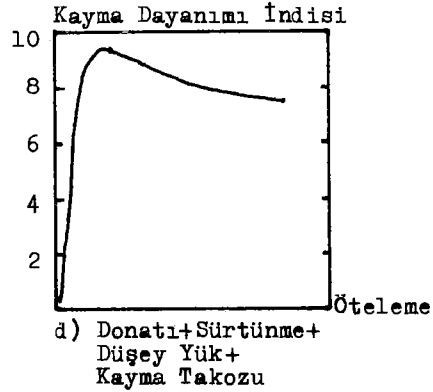
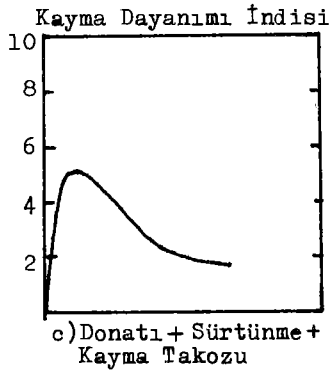
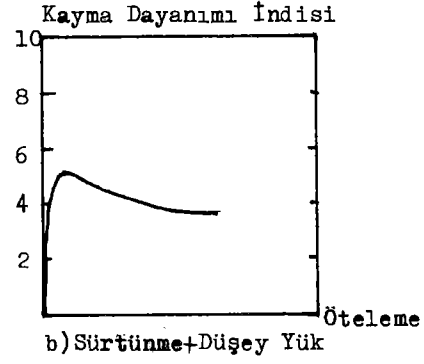
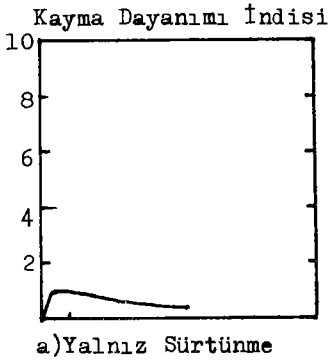
Donatının katkısı ise daha sonraki aşamalarda başlamaktadır. Donatı ek yerinde bir miktar kayma olduktan sonra devreye girmektedir. Ek yerinde kayma ile birlikte donatı çevresindeki betonu ezmekte ve sonraki yüklemelerde serbest olarak eğilme davranışı göstermekte, yerinde bükülmektedir, Şekil-24. Bu durumda donatının bükülmeden yorulma direnci önemli olmaktadır. İçinde donatı da olan kesme takozlarında betonun kesme dayanımı aşıldıktan sonra, betonda oluşan çatlakların yüzeyi, bir pano ile hatıl arasındaki yüzeyden daha çok pürüzlü olduğu için sürtünme için gereken yük daha fazladır.

Donatının katkısı panoların çok büyük öteleme, 5 cm'den fazla, yapması durumunda sürtünmeye göre çok daha önemli olmağa başlar. Çünkü donatı okadar çok bükülmüştür ki artık eğilme rijitliği yada kama etkisinden çok çekme dayanımı ile harekete karşı koymağa başlar. Bu deneylerden panolu yapılarda donatıya bağlı olmaksızın oldukça önemli enerji yutma gücü olduğu görülmektedir. Ek yerinin davranışı rijit-plastik bir davranış olmaktadır.

Şekil-25'de çeşitli tür ek yerlerinin kesme dayanımı ve deformasyon davranışları şematik olarak verilmektedir. Kesme takozlu ve donatılı ek yerlerinde deformasyonun artışı ile yük taşıma gücünde önemli azalamalar olmaktadır. Eğer ek yeri düzlemine dik yönde bir basınç kuvveti varsa deformasyonunun artışı ile olan yük taşıma kapasitesi azalımı daha yavaş olmaktadır. Sadece sürtünmenin olduğu ek yerlerinde deformasyonun artması ile kesme dayanımında fazla bir değişme olmamaktadır. Kesme takozları ek yerinin başlangıç kesme direncinin artmasını sağlamaktadır. Daha sonra ötelemelerin artışı ve kesme takoz-



Şekil-24 Ek Yeri Donatısının Çalışması

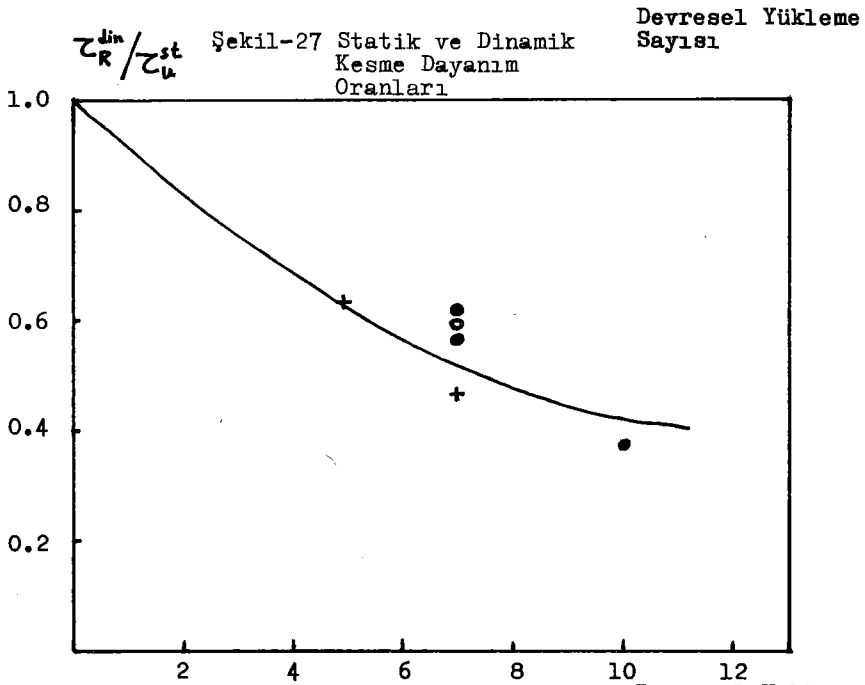
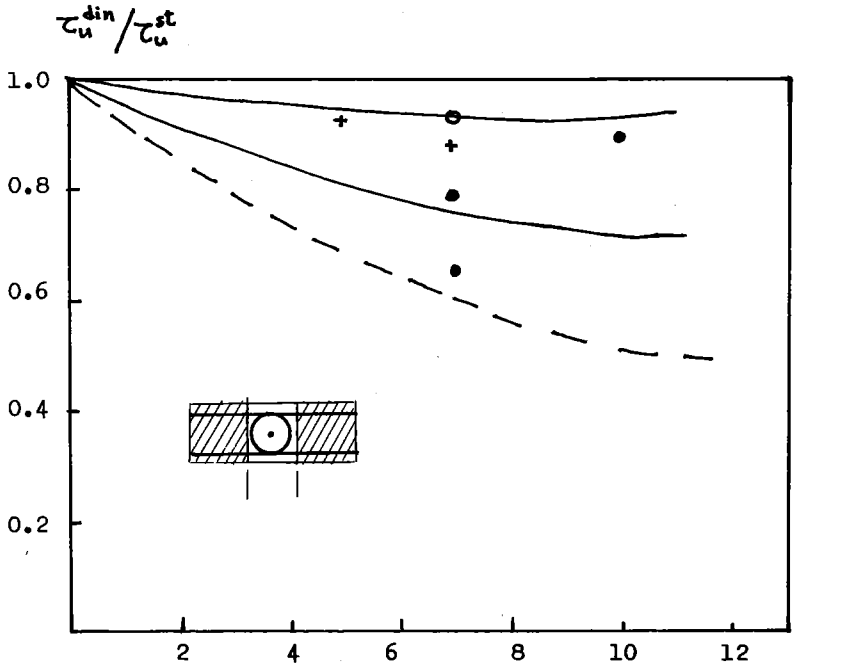


Şekil-25 Değişik Ek Yeri Mekanizmalarının
Rölatif Kesme Dayanımları

larının gücünü yitirmesinden sonra kesme direnci yine sürtünmeye bağlı olmaktadır. Ancak beton kesme takozlarının kırılma yüzeyleri ek yeri betonu ile panolar arasındaki yüzeylere göre daha çok pürüzlü olduğundan yine de sürtünme direnci kesme takozsuz ek yerine göre biraz daha fazla olacaktır.

Panoların ek yerlerinin kesme dayanım deneyleri eşit yayılı düşey yükler altında yapılmaktadır. Bu depremlerdeki gerçek durumu tam olarak yansıtmamaktadır. Çünkü deprem sırasında gelen yatay kuvvetler panolardan oluşan duvarlarda eğilme momentleri de oluşturacaklardır. Böylece ek yerindeki düşey kuvvet dağılımı eşit yayılı olmaktan çok trapezoid şeklinde olacaktır. Hatta bazı durumlarda ek yerinde negatif basınç da söz konusu olabilir ve panolar birbirlerinden ayrılacaklardır. Bu durumda sürtünme yüzeyi azaldığından kesme kuvveti taşıma gücü de azalacaktır (Şekil-26). Bu durumda ek yerinde eşit yayılı bir kesme kuvveti kapasitesi oluşamaz. Kesme takozları olan bir ek yerinde ise daha düzgün yayılı bir kesme kuvveti gücü oluşabilir. Pano ek yerlerinin yalnızca eşit yayılı düşey yük altında değil, üçgen yayılı düşey yük altında da deney yapılarak kesme kuvveti taşıma kapasitesinin bulunması gerekir.

Devresel yüklemeler sonucu ek yerinin başlangıç kesme dayanımının ne miktarda azaldığı Tassios ve Tsoukantas (1983) tarafından incelenmiştir. Şekil-27'de çeşitli sayıda devresel yüklemelerden sonra yapılan bir statik yüklemelerde ölçülen kesme dayanımının (τ_u^{st}) dinamik yüklemelerde elde edilmiş maksimum kesme dayanımı (τ_u^{din}) oranı devresel yükleme sayısı göre verilmektedir. Görüleceği üzere maksimum dinamik kesme gerilmesi statik kesme gerilmesinden % 20 daha az olmakta, devresel yükleme sayısı arttıkça bu oran % 40'a kadar azalmaktadır. Bu deney halkalı donatısı olan ek yerleri için çıkarılmıştır. Şekil-28'de de devresel yüklemelerden sonra ek yerinde kalan kesme dayanımı verilmektedir (τ_R^{din}). Görüleceği gibi 8-10 devresel yüklemelerden sonra ek yerinin kesme dayanımı başlangıç dayanımının % 40'ı civarında oldukça dengeli bir biçimde kalmaktadır. Bu deneylerdeki sonuçlar Verbic ve Terzic (1978)'deki sonuçlara benzemektedir. Denenen panoların farklı oluşu arada az da olsa farklılıklara yol açmaktadır. Ancak şiddetli bir depremden sonra ek yerinin kesme dayanımında % 50 kadar azalmanın mümkün olabileceği görülmektedir. Nitekim Bölüm 3.1'de anlatıldığı gibi 1977 Romanya depreminden sonra yapılarda % 50'ye varan rijitlik azalmalarının gözlemlendiği bildirilmektedir (Sandi 1979).



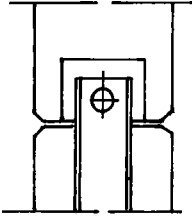
Şekil-28 Kalan Kesme Dayanımının Başlangıç Dayanımına Oranı

4.3 Çerçeveseli Prefabrike Yapı Ek Yeri Deneyleri

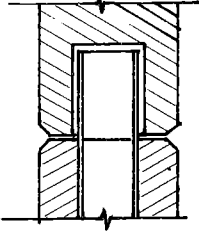
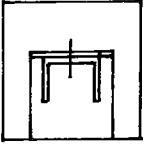
Bu tür prefabrike elemanların ek yerlerinde yapılan deneyler çok azdır. Hazır prefabrike kiriş ve kolonlardan oluşan çerçevelerin üzerinde bunların ek yeri davranışlarını ortaya koyacak deneyler pek yapılmamıştır. Bu konuda Penelis (1984) tarafından yapılan deneylerde birbirine çelik profil kamalarla geçmeli kolon-kolon ek yerlerinin kesme dayanımları denenmiştir. Bu deneylerde Şekil-29'da gösterilen ve mafsalı olarak nitelenen 3 tip ve Şekil-30'da verilen ve ankastre kabul edilen bir kolon-kolon bağlantısı denenmiştir.

İlk deney Şekil-29a'daki ek yeri üzerinde yapılmıştır 120 mm'lik bir U-profilin kolon betonu içinde kama etkisi (dowel action) denenmiştir. Deneyde Yükleme Şekil-31'deki gibi yapılmıştır. U-profilin betonu çatlatarak taşıyabildiği maksimum yük $P_u = 14/2 = 7$ ton olarak bulunmuştur. İkinci deneyde Şekil-29b'deki birleşim yeri tipi üzerinde yapılmıştır. İki kolon parçası arasındaki kama görevini I 100 profili sağlamıştır. Yükleme yine Şekil-31'deki gibi yapılmış ve $P_u = 17/2 = 8.5$ ton olarak bulunmuştur. Üçüncü deney Şekil-29c'deki ek yeri üzerinde yapılmış bu deneyde kolon ucunda 4 adet $\emptyset 20$ mm'lik donatı ile kamalanma amaçlanmıştır. Bu deneyde $P_u = 11.5/2 = 5.75$ ton olarak bulunmuştur. Bu deneylerde bulunan P_u kuvveti bir anlamda kolonun depremde gelen kesme kuvvetini taşıma kapasitesi olarak alınmıştır. Penelis (1984)'e göre en iyi çözüm I profili ile yapılmıştır. Bu arada betona gömülü U ve I profil ve çubukların boylarının etkisi deneylerde incelenmemiştir. Deneylerde kullanılan betonun basınç dayanımı B300 olmuştur.

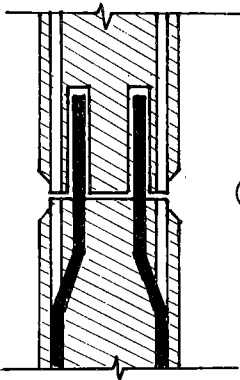
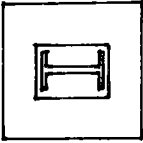
Penelis (1984) tarafından yapılan bir başka deney Şekil-30'da gösterilen oldukça rijit sayılan bir kolon-kolon ek yeri üzerinde yapılmıştır. Bu tür bağlantıda ek yerine beton doldurulmaktadır. Deneyde yükleme Şekil-32'deki gibi olmuştur. 3 örnek üzerinde yapılan deneylerde ek yerinin taşıdığı maksimum yüke (kolon kesme kuvveti) 5.5 ton olarak bulunmuştur. Kolon boyutu 30x30 cm'dir. Beton kalitesi B225, donatı olarak $\emptyset 20$ mm SF-III kullanılmıştır. Kırılma eğilme kırılması şeklinde olurken donatı ek yerindeki betondan sıyrılmıştır



(A) U-Profilli Mafsallı Kolon-kolon Birleşimi

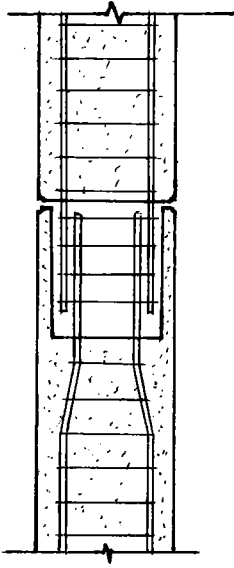


(B) I-Profilli Mafsallı Kolon-Kolon Birleşimi

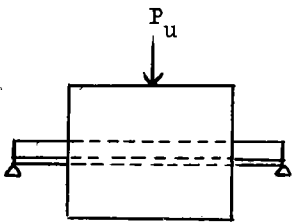
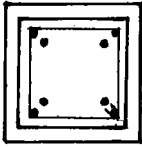


(C) Filiz Demirli Mafsallı Kolon-Kolon Birleşimi

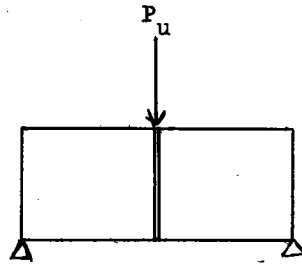
Şekil-29 Mafsallı Kolon-Kolon Birleşimleri
(Penelis 1984)



Şekil-30 Rijit Kolon-Kolon Birleşimi
(Penelis 1984)



Şekil-31



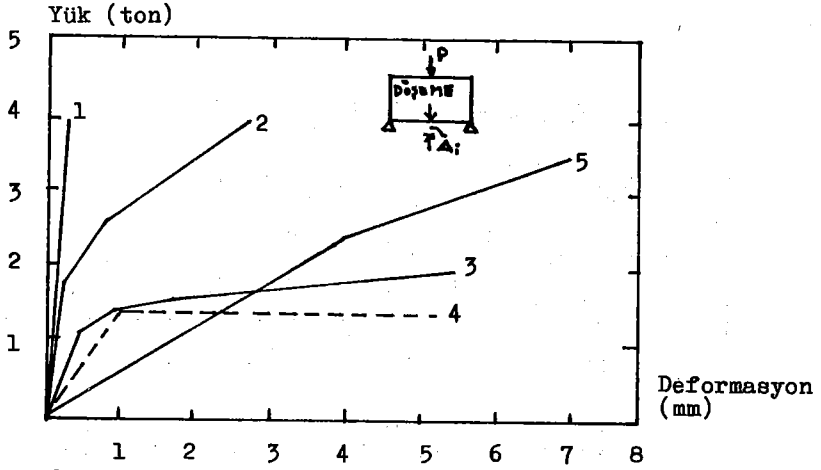
Şekil-32

Prefabrike kolon-kiriş sistemlerin kolon-kiriş bağlantılarının da davranışları ve dayanımlarının deneysel olarak tesbiti gerekir. Bu gibi deneyler yapılmadan ek yerinin ne kadar rijit olduğunun, ne kadar moment taşıyabildiğinin modellenmesinin yapılmasında hatalar olabilir. Öte yandan bu tür ek yerlerinin çok değişik biçimlerde olması karşısında her tür için deneylerin yapılmasını gerektirmektedir.

4.4 Döşeme Plaklarının Ek Yerleri Üzerindeki Deneyler

Bilindiği gibi depreme dayanıklı yapı hesabında yapının bütün katı boyunca yayılı döşemelerin kolon ve perde gibi düşey elemanlara deprem de gelen yatay yüklerin bu elemanların rijitlikleri ile orantılı olarak aktardıkları kabul edilir. Bu iş içinse döşemelerin belirli bir rijitliğinin olması gerekir. Yerinde dökme betonarme yapı- lar da plak ve kirişlerden oluşan tabliye sistemi yatay kuvvetlerin düşey elemanlara rijitlikleri ile orantılı olarak aktarılmasını sağlayacak düzeyde bir rijitliğe sahiptirler. Birbirlerine değişik yöntemlerle bağlanmış prefabrik plaklardan oluşan döşemelerin rijit-liğinin nasıl olduğunun bilinmesi gerekir. Şekil-33'de değişik döşeme tiplerinin düzlemleri içinde etkiyen kuvvetler altındaki yük ve deformasyon özellikleri verilmektedir (Poyakov 1974). Buradan görüleceği gibi prefabrike elemanlardan oluşan döşemelerin rijitliği monolitik plak döşemeler kadar olmamaktadır. Ancak burada denen en prefabrike elemanlardan oluşan plağın ayrıntıları bilinmemektedir.

Öte yandan Penelis (1984) yükleme yönüne dik kenarları geçmeli ve yükleme yönüne paralel kenarlarında halkalı donatılı ve betonlu ola- rak bağlanmış (Şekil-34 deki gibi) ve çevresinde gergi elemanları bulunan bir döşemeyi düzlemi içinde yükleyerek davranışlarını incele- miş ve sonuç olarak bu tür plakların monolitik betonarme plaklardan farksız oldukları sonucuna varmıştır. Penelis (1984) tarafından dene- nen döşemeyi oluşturan hazır plakların ayrıntıları Şekil-34'de veril- mektedir. Bu elemanlardan oluşan döşeme plağına yükleme Şekil-35'deki gibi yapılmıştır. Plağın üzerinde olan çatlaklar da Şekil-35'de verilmektedir. Döşemede ilk çatlak $P=2.5$ tonda olmuştur. Yüklerin artırılması ile çatlaklar artmış fakat plaklar arasındaki ek yer- lerinde kayma olmamıştır. İlk eğik çekme çatlakları $P=4.25$ tonda ol- muştur. $P=8$ tonda ise döşeme plağı kırılmıştır. Kırılma anına kadar prefabrike döşeme elemanları birlikte çalışmış ve ek yerlerinde



1-Yerinde Dökme Betonarme Plak Döşeme

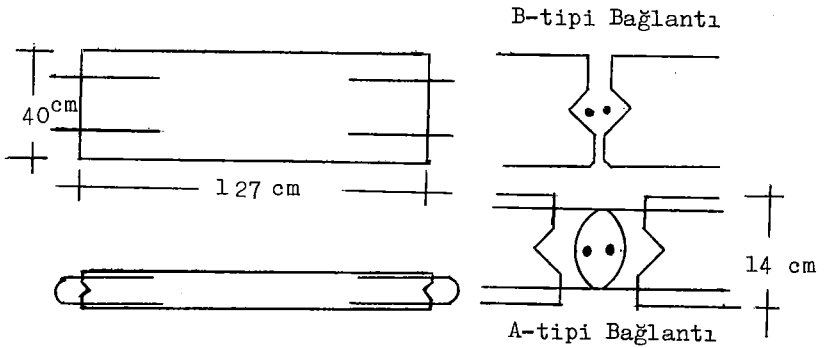
2-Prefabrikte Plak Elemanlarından oluşan, çevresinde bağ elemanı var, plaklar arasında kesme takozu yok, döşeme

3-Kesme takozlu plak elemanlarından oluşan, çevresinde bağ elemanı yok, panolar arasındaki ek yerleri harçla dolu, döşeme

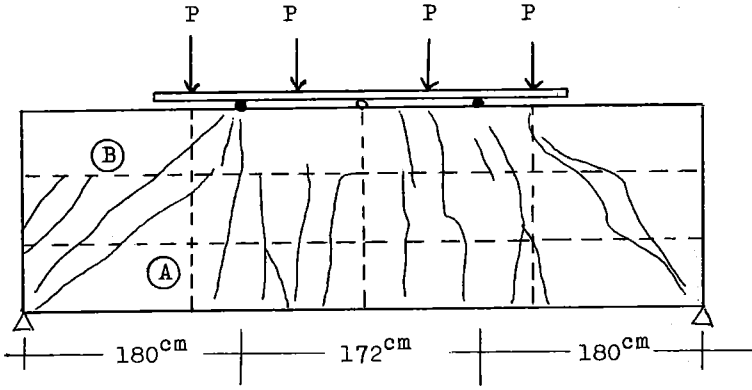
4- Aynı 3 gibi yalnız ek yerleri harçla doldurulmamış, döşeme

5- Ahşap döşeme

Şekil-33 Çeşitli Tip Döşemelerin Yatay Yükler Altında Davranışı. (Polyakov 1974)



Şekil-34 Penelis (1984) Tarafından Denenen Döşeme Plağının Hazır Elemanları



Şekil-35 Penelis (1984) Tarafından Denenen Döşeme

çatlak olmamıştır. Kırılma anındaki yükün Amerikan Betonarme Yönetmeliği (ACI-1971)'ne göre hesaplanmış yükten farklı olmadığı gözlenmiştir. Gerçek yapılarda prefabrike panolardan oluşan döşemelerde panolar arasında, düşey yüklerden dolayı oluşan momentlerin, açılmalarına ve çatlaklara yol açmasını beklemek gerekir. Yapıdaki farklı oturumlar ve ek yeri ile hazır dökme döşeme panolarının betonları arasındaki farklı rötreten dolayı da döşemede çatlaklar olacaktır. Bu bakımlardan Penelis(1984) tarafından yapılmış deneylerde gerçek bir prefabrike yapının döşemelerinin temsil edildiğini söylemek zordur. Gerçekte bir yapıda panolardan oluşan döşemede çeşitli etkilere oluşmuş çatlaklar mutlaka bulunacaktır. Çatlamış bir döşemede panolar arasında, döşeme düzlemine dik yönde gelen yükler altında, kaymaların oluşması ihtimali daha yüksektir. Öte yandan döşemenin düzlemine depreme iki yönde de yük gelecektir.

Hazır plaklardan oluşan döşemelerin yerinde dökme plak döşemeler kadar rijit olamayacakları ve bunun prefabrike yapıların tasarımında dikkate alınmaları gerektiği açıktır.

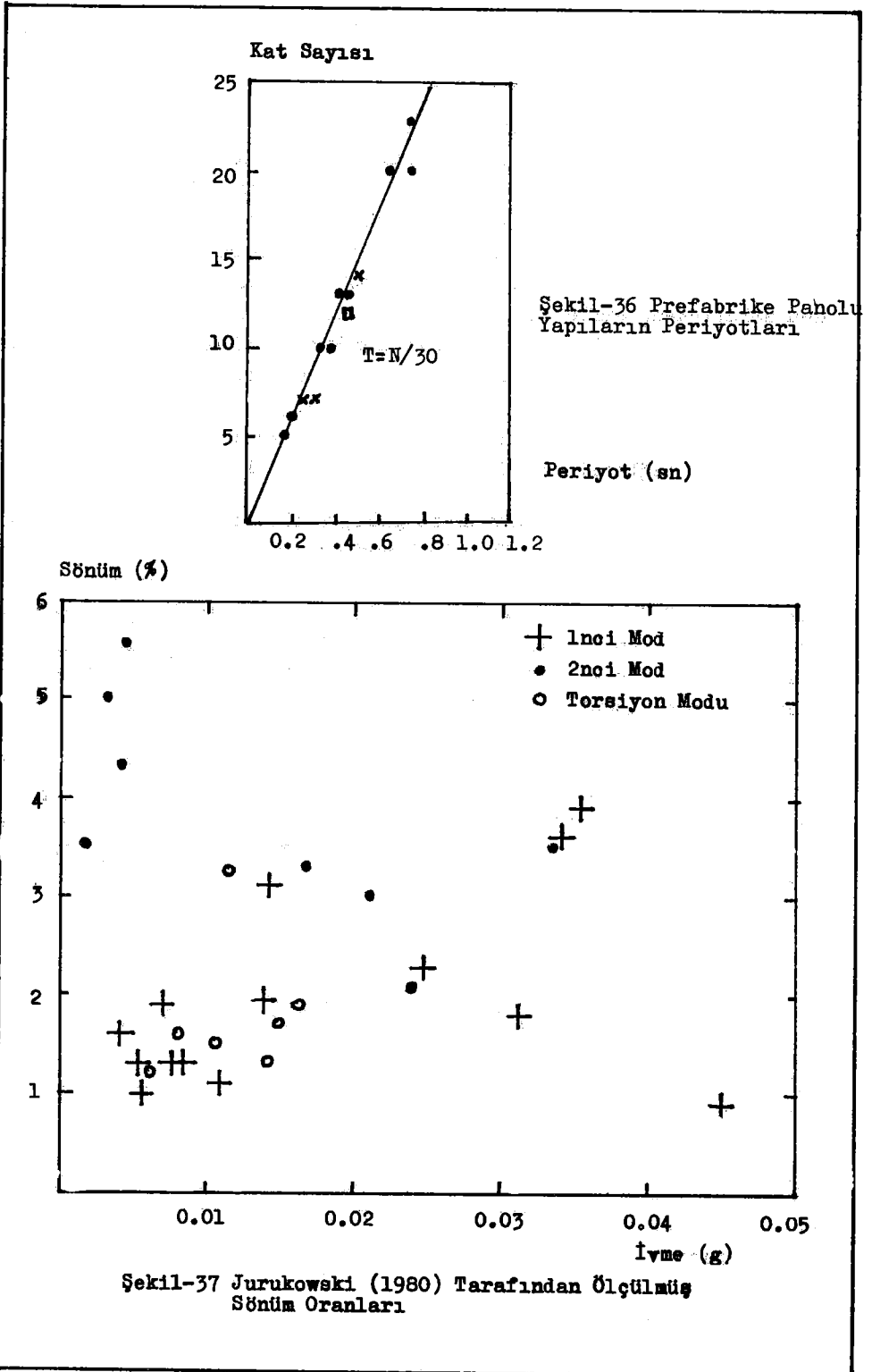
4.5 Prefabrike Yapıların Bir Bütün Olarak Davranışlarını Belirlemek İçin Yapılan Deneyler

Prefabrike yapıların dinamik özelliklerini çıkarmak için zorlanmış titreşim deneyleri yapılmıştır(Jurokowski(1980), Kallegger ve Bouwkamp (1980), Erdik ve Gülkan (1981)). Bu deneylerden prefabrike panolu yapıların birinci mod titreşim periyotlarının $T = N/30$ olarak ifade edilebileceği ortaya çıkmıştır. Burada N yapının kat sayısıdır. Bu eğrinin çeşitli araştırmacılarca bulunmuş sonuçlarla karşılaştırılması Şekil-36'da verilmektedir.

Prefabrike panolu yapıların dinamik özelliklerinin önemli ölçüde zemin cinsine bağlı olduğu anlaşılmaktadır. Yapılan bir araştırmaya göre(Erdik, Yüzügüllü, Atalay ve Yarar 1981) prefabrike panolu yapıların düşük genlikli (maksimum yatay ivme 0.01 g'den az) titreşimler altındaki ötelemeleri 1-yatay öteleme, 2-temel dönmesi, ve 3-temel ötelemesi bileşenlerinden oluşmaktadır. Deney yapılarının buldukları zeminin kesme dalgası hızı için yapılan tahminlere göre

prefabrike panolu yapının kat ötelemeleri içinde temel dönmesinin payı % 30-58 arasında değişirken temel ötelemesinin payı % 5-31 arasında olmaktadır. Diğer bir deyişle kat ötelemelerinde temelde oluşan hareketlerin payı % 35-90 arasında değişmektedir. Şiddetli depremlerde ise temelde olacak hareketlerin katkısı daha fazla olacaktır. Bu deney sonucundan özellikle yumuşak zeminler üzerindeki prefabrike panolu yapıların rijit olması sonucu temel dönmesinin yapılarda temelde önemli boyutlara ulaşan devrilme momentleri oluşabileceğini göstermektedir. Panolu prefabrike yapıların temellerinin devrilme momentine göre tahkiki, özellikle yumuşak zeminler üzerinde ise önem kazanmaktadır.

Yapıların bir diğer önemli dinamik özelliği sönümleridir. Erdik ve Gülkan(1981) yaptıkları düşük genlikli zorlanmış titreşim deneylerinde 7-katlı bir yapının sönüm oranları % 8-16 arasında olurken, 10-katlı bir başka yapıda ise % 1.6-2.6 arasında bulunmuştur. Jurukowski(1980)'nin zorlanmış titreşim deneylerinden elde edilen sönüm değerleri ve yapılara deneyde verilen ivme düzeyi Şekil-37'de gösterilmektedir. Buradan görüleceği gibi genel olarak yatay zorlamanın artması ile birlikte yapının sönümünde de artış olmaktadır. Bu deneylerden prefabrike panolu yapıların başlangıç sönümlerinin % 3 kadar olduğu izlenimi edinilmektedir. Jurukowski(1980) deneylerinde yapılara verilen ivmeler gerçek depremlerde bu yapılara gelebilecek ivmelerin onda biri kadar olmaktadır. Sınırlı sayıda olan bu deneylerden kesin bir sonuç çıkarmak güçtür. Ancak zeminin titreşimlere etkisi sonucu sönüm oranına zeminin katkısı önemli oranda olabilmektedir. Zemin etkisi olmazsa prefabrike panolu yapıların sönüm oranınının bir deprem başlangıcında monolitik betonarme yapılara göre daha düşük olacağı sanılmaktadır. Betonarme monolitik yapılarda bu oran % 5 kadardır. Deprem etkisi ile ek yerinde çatlama olduktan sonra ise sönümün monolitik betonarme yapılara göre daha hızlı olarak artabileceği düşünülebilir. Yumuşak zeminler üzerindeki panolu yapılarda ise sönümün daha yüksek olacağı sanılmaktadır.



5. DEPREME DAYANIKLI YAPI KAVRAMI

Depreme dayanıklı yapı tasarımı, her ne kadar iyi bir tasarımın önemli bir parçası olsa bile, yalnızca belirlenmiş yatay kuvvetlere dayanabilen yapılar yapmak değildir. İyi tasarlanmış bir yapıda sağlamlık, rijitlik, enerji tüketme gücü ve sünek davranış özelliklerinin en iyi bir oranda karışımı sağlanmalıdır. Böylece yapı sık olan orta büyüklükteki depremleri önemli bir hasar görmeden atlattırırken, şiddetli depremlere kendi stabilitesini, içindeki insan ve eşyaları tehlikeye atmaksızın koruyabilmelidir. Bu amacın sağlanması yönetmelik kurallarının uygulanmasından daha fazlasını: yapıların deprem etkileri altındaki davranışlarının temel prensiplerinin iyi kavranmış olması yanında yapılarda olması gereken özellikleri sağlamada ustalığı da gerektirir (Esteva 1980).

Depreme dayanıklı yapı kavramının geliştirilmesinde ilk aşama depremlerde yapılara gelen yüklerin boyutlarının bilinmesidir. İkinci aşama yapıların deprem yükleri altındaki davranışlarının bilinmesi olmaktadır. Diğer taraftan ekonomik kısıtlamalar da yapıya konulması gereken deprem dayanımının yada güvenliğinin ne miktarda olması üzerinde etkili olmaktadır. Depreme dayanıklı yapı kavramı bu faktörlerin ışığı altında geliştirilmelidir.

Depremlerde yapılara gelen yüklerin Deprem Yönetmeliklerinde verilen ve yapıların deprem hesabında kullanılan eş değer statik yatay yüklerden çok daha yüksek olduğu bilinmelidir. Aşağıdaki Tablo'da Ülkemizde kullanılan C-katsayıları ve maksimum deprem ivme ve şiddetleri verilmektedir (Bayülke 1985):

T A B L O

Deprem Bölgelerinde Beklenen Maksimum Şiddetlere Karşılık Maksimum İvmeler ve Deprem Bölge Katsayıları

Deprem Bölgesi	1	2	3	4
Beklenen En Büyük Şiddet	IX	VIII	VII	VI
Bu Şiddete Karşılık Maksimum İvme(g)	0.13-1.20	0.10-0.52	0.07-0.23	0.03-0.10
Yönetmelikteki C Katsayısı	0.10	0.08	0.06	0.03

Yönetmeliklerde verilen eş değer statik deprem yatay yük katsayılarının gerçek depremlerde oluşacak yatay yük katsayılarından daha küçük seçilmesinde depremlerde oluşan maksimum yer ivmesinin dinamik nitelikte oluşu, yapıların sağlanan süneklikleri dolayısı ile şiddetli depremlerin etkilerine kalıcı deformasyonlar yaparak karşı koyabilecekleri, deprem hesabı yapılırken yönetmelikten hesaplanan kuvvetin yapı üzerinde elastik olarak etkidiği gibi faktörler rol oynar.

Depremlerde edinilen gözlemler ve deneysel çalışmalar Yönetmeliklerde belirtilen yatay yüklere göre hesaplanmış yapıların şiddetli depremlere ancak yeterli enerji tüketme gücüne sahip olmaları durumunda dayanabildiklerini göstermektedir. Enerji tüketme olayı ise yapının bazı yerlerinde kalıcı deformasyonlarla (Hasar) birlikte olmakta, bu arada yapıda ve temellerde olan sönüm de enerji tüketimine katkıda bulunmaktadır. Örneğin yerinde dökme betonarme yapılarda başlangıçta rijit olan kolon-kiriş ek yerlerinin bir bölümünün çatlayarak mafsallaşması ile çok büyük miktarda enerji tüketilebilmektedir. Yapı elemanlarında kalıcı deformasyon, yük taşıma gücünde önemli bir azalma olmadan yapılabilmesi yapının sünekliği olarak nitelenmektedir. Eğer yapının elemanları yük taşıma gücünden fazla bir şey yitirmeden büyük kalıcı deformasyon yapabiliyorlarsa 'sünek' olarak nitelenmektedirler.

Öte yandan deprem yüklerinin bir başka özelliği dinamik olmalarıdır. Düşey yükler zaman içinde değişmeyen yüklerdir. Deprem sırasında ise gelen yatay yüklerin, çok kısa bir süre içinde de olsa hem büyüklükleri hemde yönleri değişmektedir. Yapı elemanlarında kısa aralıklarla hem basınç hem çekme etkileri oluşabilmektedir. Özellikle bu etkiler yapı elemanının elastik taşıma kapasitesinin çok ötesinde boyutlara ulaştığı zaman, taşıma gücü, rijitlik ve enerji tüketiminde önemli değişmelere yol açmakta ve yapıda yada elemanda 'düşük devirli yorulma' etkileri oluşmaktadır.

Depremlerde yapılara gelen yüklerin Yönetmeliklerde verilen ve elastik olarak etkidiği kabul edilen yüklerden fazla olduğu belirtilmişti. Yapı elastik hesap yükü üzerinde yatay yük taşımamakta, ancak elastik hesap yükünün aşılması ile birlikte kalıcı deformasyonlar yapmağa başlamaktadır. Hesap yükünden daha

büyük yüklerin oluşacağı şiddetli depremlerde yapıların kalıcı deformasyon yapmaları kaçınılmaz olmaktadır. Yapı eğer elastik limit yükü altında taşıma gücünden fazla bir şey kaybetmeden kalıcı deformasyonlar yapabiliyorsa, bir başka deyişle "Sünek" ise, depremin enerjisini tüketebilmekte ve yıkılmamaktadır.

Bir başka tasarım yaklaşımı yapıların elastik olarak karşı koyabilecekleri yatay yükleri depremlerde oluşan yükler düzeyine çıkarmak olabilir. Bu elastik yatay yüklerin yapı tasarımında en az bir kaç kat daha büyük seçilmelerini gerektirir. Bu da yapı maliyetini olağanüstü boyutta artıracaktır. Bu nedenle depreme dayanıklı yapı tasarımında yapıya nisbeten sınırlı bir elastik yüke dayanma gücü verilmekte, hafif ve orta şiddetli depremlerde zarar önlenmekte, bunun üzerine sağlanacak yük taşıma gücü azalmadan deformasyon yapabilme olanağı ile de şiddetli depremlerde yapının ve içindekilerin zarara uğraması önlenmektedir. Depreme dayanıklı yapı kavramı kısaca bu şekilde belirtilebilir. Şimdi yerinde dökme betonarme ve çelik yapılar için geliştirilmiş bu depreme dayanıklı yapı kavramının prefabrike yapıların özellikleri dikkate alınarak geliştirilmesi gerekmektedir.

5.1 Prefabrike Yapılarda Depreme Dayanıklılığın Sağlanması

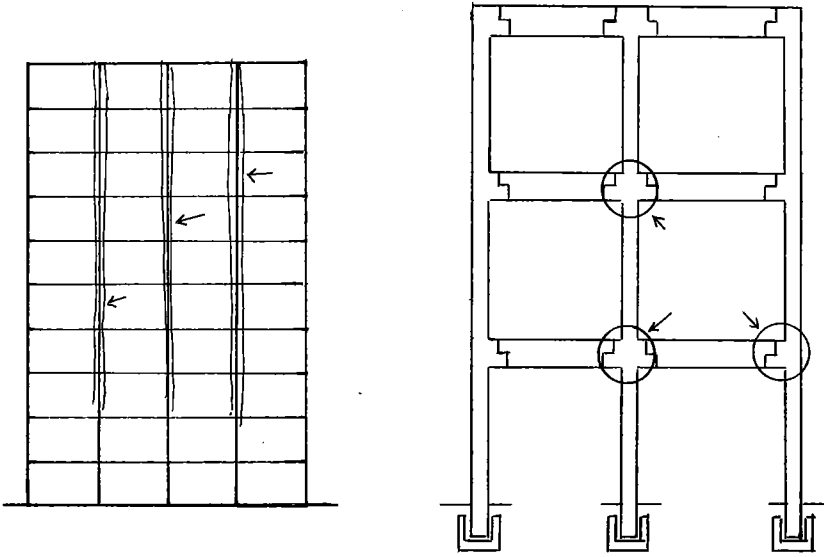
Genel depreme dayanıklı yapı kavramının gerektirdiği yapıların sünek olması ve enerji tüketme güçlerinin bulunması gerekleri prefabrike yapılar için de geçerlidir. Ancak prefabrike yapılarda yerinde dökme monolitik betonarme yapılardaki rijit ek yerleri bulunmamaktadır. Prefabrike yapıların şantiyede yapılan ek yerleri tam anlamında rijit olamamaktadır ve depreme dayanıklı tasarım konsepti açısından problemlilik noktalarıdır. Prefabrike yapılarda ek yerlerinin sünekliği monolitik yerinde dökme elemanlar kadar olamamaktadır. Orta şiddetli depremlerde bile prefabrike yapıların ek yerlerinin daha düşük rijitlikte olmaları sonucu yapacakları öteleme ve deformasyonlar yerinde dökme monolitik betonarme yapılara göre daha fazla olacaktır.

Bu durumda prefabrike yapılarda kalıcı deformasyon ile enerji tüketiminin daha çok olacağı düşünülebilir. Ancak büyük yatay ötelemelerin yapıda stabilite problemi yaratacağı da göz önüne alınmalıdır.

Yerinde dökme betonarme yapılarda deprem enerjisinin tüketilmesi elemanların rijit birleşim yerlerinin mafsallaşması ile gerçekleşmektedir. Prefabrike panolu yapılarda ise panolar arasındaki düşey ek yerlerinin mafsallaşması ile enerji tüketiminin sağlanacağı anlaşılmaktadır (Mueller 1981). Çerçeve elemanlarından oluşan prefabrike sistemlerde ise kiriş elemanlarının bağlandıkları kolonlardan çıkan kısa konsollarda oluşturulacak mafsallarla deprem enerjisinin tüketilmesi düşünülmelidir. Şekil-38 .

Aslında prefabrike yapıların mafsallaşarak enerji tüketmesi beklenen yerleri (panolu yapılarda düşey derzler, çerçeveseli yapılarda kirişlerin oturdukları kısa konsol uçlar) monolitik betonarme yapılar kadar rijit olmadıklarından dolayı mafsallaşma ile monolitik yapılar kadar enerji tüketememektedirler. Bu durumda mafsallaşmanın ek yerinden çok elemanda olması daha fazla enerji tüketme açısından daha uygun görünmektedir. Bu da ya ek yerlerinin prefabrike elemanlardan daha fazla taşıma gücünde olmaları ya da yapıda bazı sünek ek yerlerinin oluşturulduğu sistemlerin geliştirilmesini gerektirmektedir. Prefabrike yapıların ek yerlerinin, elemanlardan daha fazla taşıma gücünde yapılması ise, yapıların tasarımında kullanılan yatay yüklerin monolitik yapılara göre daha yüksek alınması yanında ek yeri tasarımında kullanılan deprem etkilerinin de eleman tasarımında kullanılanlardan daha büyük olmasını da gerektirmektedir.

Öte yandan ilerki bölümlerde anlatılacağı gibi bazı birleşim yeri ayrıntıları ile daha sünek ve daha fazla yük taşıma kapasitesi olan ek yerleri elde etmek mümkün olmaktadır. Panolu yapılarda ek yerlerinde panolardan gelen donatıların birbirlerine kaynak ya da halkalı olarak birleştirilmesi, yatay ek yerlerinde pano uçlarının dişli yapılması ve panoların birbirlerine yapı yüksekliği boyunca uzanan çubuklara verilecek son gerilme ile bağlanması yapıların deprem dayanımlarını artırıcı unsurlar olmaktadır. Ancak ek yerlerinin daha sünek ve yüksek dayanımlı yapılmasının hem prefabrik inşaatın maliyetini artırdığı hemde zaman kaybına yol açtığı unutulmamalıdır.



Şekil-38 Panolu ve Çerçeveli Prefabrike Yapılarda
Mafsallaşma Yerleri

6. PREFABRİKE YAPILARIN TASARIMINDA KULLANILACAK DEPREM KUVVETLERİ

Deprem yükleri yapının bulunduğu yerde yapının ömrü içinde beklenen en şiddetli depreme, yapının bulunduğu zeminin özellikleri ve yapının taşıyıcı sisteminin cinsine bağlı olarak seçilmektedir. Öte yandan yapının tasarımında kullanılacak deprem yatay yük katsayısının hesabında da aynı parametreler dikkate alınmakta buna birde yapının kullanım amacı ve deprem riski dikkate alınarak bir 'önem' katsayısı eklenmektedir. Sonuç olarak pek çok ülkede yapıların deprem hesabında kullanılan yatay yük katsayısı

$$C = C_0 K I S$$

formülüne benzer bir formül ile ifade edilmektedir. Amerika Birleşik Devletlerinde ise K katsayısı yerine L/R şeklinde bir katsayı kullanılmaktadır. Burada C_0 = yapının bulunduğu yerin deprem tehlikesine bağlı bir katsayı, K = yapının taşıyıcı sistem cinsine bağlı bir katsayı, S = zemin cinsine bağlı bir katsayı ve son olarak I = yapının içinde bulunan insan ve eşyaların korunma düzeyi ile ilgili bir katsayıdır. Her ülkenin bu katsayıların seçiminde kullandığı kriterler farklı olmaktadır. Bu bölümde Türk, Romen ve Amerikan deprem Yönetmeliklerine göre C katsayısının hesabı verilecektir.

6.1 C₀ Katsayısının Seçimi

Ülkemizde "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik" ve Türkiye Deprem Bölgeleri Haritasına göre her bir bölgede beklenen deprem katsayısı ve karşılığı olduğu deprem şiddeti şöyledir:

Deprem Tehlike Bölgesi	1	2	3	4	Tehlikesiz
Beklenen Şiddet	IX	VIII	VII	VI	V
C ₀ Katsayısı	0.10	0.08	0.06	0.03	-

Amerikan Yönetmeliği (ATC-6)'ya göre ise katsayılar bölgeler göre şu şekildedir:

Deprem Tehlike Bölgesi	5	4	3	2	1	Tehlikesiz
C ₀ Katsayısı	0.40	0.30	0.20	0.15	0.10	0.05

Romanya Yönetmeliğine göre (P100-81) ise

Deprem Bölgesi yada Şiddet	6	6.5	7	7.5	8	8.5	9
C_0 Katsayısı	0.07	0.09	0.12	0.16	0.20	0.26	0.32

6.2 S Zemin Katsayısı

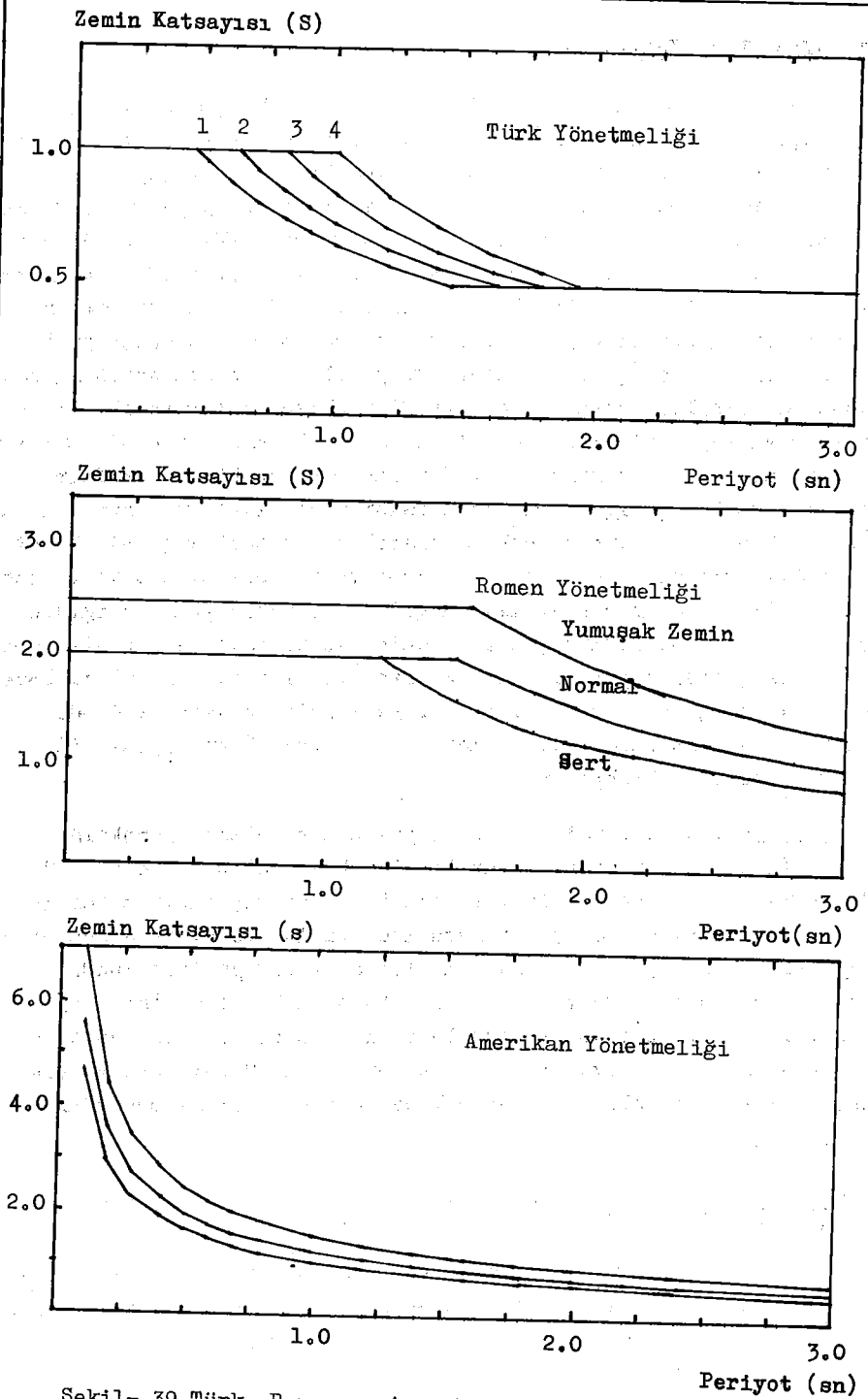
Bu katsayı yapı ve üzerinde bulunduğu zeminin dinamik özelliklerine bağlı olarak geliştirilmiş analitik ifadelerden çıkarılır. Ülkemizde kullanılan formül şu şekildedir

$$S = 1 / (T + 0.8 - T_0) \leq 1.0$$

Burada T yapının periyodu, T_0 zeminin periyodudur. Türkiye'de zeminler 4'e ayrılmış ve her cins zemin için $T_0 = 0.25, 0.42, 0.60$ ve 0.80 saniye olarak belirlenmiştir. Zemin periyotlarının aslında zemin dinamiği yöntemleri kullanılarak yapının bulunduğu zemin üzerinde ölçümler yapılarak bulunması gerekir. Bu yapılmadığı takdirde çeşitli zemin parametreleri dikkate alınarak zemin cinsi belirlenir ve ilgili T_0 değeri kabul edilir.

Amerikan Yönetmeliğinde ise zeminlerin etkisi $S / T^{2/3}$ formülü ile ifade edilmektedir. Burada T yapının periyodudur S ise zeminlerin sağlamlığına göre 1.0, 1.2 ve 1.5 değerleri alır. Sağlam zeminlerde katsayı 1.0 olurken, en zayıf zeminlerde 1.5 olur.

Romanya Yönetmeliğine göre ise zeminin etkisi $S = 3/T$ formülünden hesaplanmaktadır. Ancak zemin cinslerine göre S katsayısı değişmektedir. Normal sıklıktaki zeminlerde S değeri $0.75 \leq S \leq 2.0$ arasında olmaktadır. Normalden daha sıkı zeminlerde bu katsayı % 20 azaltılırken daha gevşek zeminlerde % 30 artırılmak üzere ancak $S \leq 2.5$ 'den fazla olamamaktadır. Deprem katsayısının hesabında zemin etkisi S faktörünün bu üç değişik yönetmeliğe göre analitik ifadesinin yapı periyoduna ve zemin cinsine bağlı olarak grafiksel görünüşü Şekil-39'da verilmektedir.



Şekil- 39 Türk, Romen ve Amerikan Yönetmeliklerine
Göre Zemin Katsayıları

6.3 K-Yapı Tipi Katsayısı

Bu katsayılar arasında en önemlisi yapı tipi katsayısıdır. Değişik yapı taşıyıcı sistemlerinin bir anlamda deprem güvenliği bakımından durumunu gösterir. Deprem açısından güvensiz olan bir yapı sistemi için bu katsayı büyük olurken, örneğin tuğla yığma yapı gibi, deprem açısından en olumlu olan yapılar için bu katsayı küçük seçilir, örneğin çelik yapılar gibi. Şu anda pek çok ülkenin deprem yönetmeliğinde prefabrike yapılar için özellikle belirtilmiş K katsayısı yoktur. Bunun nedeni prefabrike yapıların deprem bakımından oldukça yeni bir yapı sistemi oluşudur. Prefabrike yapıların deprem davranışları konusunda edinilmiş deneyimlerin kısıtlı oluşu bu tür yapılar için bir katsayı seçimini zorlaştırdığı için genellikle böyle bir katsayının verilmesinden kaçınılmıştır. Üstelik pek çok ülkede prefabrik yapılar bir yönetmeliğe girmeyecek kadar özel nitelikte yapı olarak düşünülmektedir. Bu durum Türk ve Amerikan yönetmeliklerinde burada anlatıldığı gibidir. Buna karşılık depremlerin çok olduğu ve prefabrike yapıların yoğun bir biçimde uygulandığı Romen yönetmeliğinde bir K katsayısı belirtilmiştir: "Önceden dökme yada yarı rijit yapılar" olarak nitelenen yapılar için K katsayıları belirtilmiştir. Romen Yönetmeliğine göre 5 kata kadar olan yapılarda bu katsayı 0.30, 5 kattan yüksek yapılarda 0.25 olmaktadır. Burada K katsayısı $1/K$ şeklinde ifade edilmektedir.

Prefabrik yapılarda K yada $1/K$ katsayısının ne olması gerektiği Mueller (1981) tarafından ayrıntılı olarak ele alınmış ve $K=3.2$ yada Amerikan tipi yönetmelikler için $R=1.5$ katsayılarının burada verilen biçimlerdeki yatay yük hesabında kullanılmasının uygun olacağı ileri sürülmüştür. Bir karşılaştırma olarak yerinde dökme perde duvarlı betonarme yapılardaki K katsayı 1.0-1.5 olmaktadır. Bir diğer deyişle prefabrike panolu yapıların özellikleri onların yerinde dökme perde duvarlı yapılara göre en az 2 kat daha yüksek yatay yüke elastik olarak dayanabilecek güçte olmaları öngörülmektedir.

6.4 Türk, ABD ve Romen Yönetmeliklerine Göre Deprem Yatay Yük Katsayıları

Bu bölümde 5 ve 10 katlı iki prefabrike yapının sağlam ve zayıf zeminler üzerinde ve Inci derece deprem bölgesi (en tehlikeli bölge)'nde yapılması halinde her üç yönetmeliğe göre yatay kuvvet katsayısının ne olması gerektiği hesaplanmıştır.

Türk Yönetmeliği5-katlı Yapı Sağlam Zemin $T_o = 0.25$

$$C_o = 0.10$$

$$K = 3.2$$

$$I = 1.0$$

$$T = N/30 = 0.167 \text{ sn}$$

$$S = 1/(0.167 + 0.8 - 0.25) = 1.0$$

$$C = 0.10 \times 3.2 \times 1.0 \times 1.0 = \underline{0.32}$$

5-katlı Yapı Zayıf Zemin $T_o = 0.80$

$$C_o = 0.10$$

$$K = 3.2$$

$$I = 1.0$$

$$T = N/30 = 5/30 = 0.167 \text{ sn}$$

$$S = 1/(0.167 + 0.8 - 0.8) = 1.0$$

$$C = 0.10 \times 3.2 \times 1.0 \times 1.0 = \underline{0.32}$$

10-katlı Yapı Sağlam Zemin $T_o = 0.25$

$$C_o = 0.10$$

$$K = 3.2$$

$$I = 1.0$$

$$T = N/30 = 10/30 = 0.333 \text{ sn}$$

$$S = 1/(0.333 + 0.8 - 0.25) = 1.0$$

$$C = 0.10 \times 3.2 \times 1.0 \times 1.0 = \underline{0.32}$$

10-katlı Yapı Yayıf Zemin $T_o = 0.80$

$$C_o = 0.10$$

$$K = 3.2$$

$$I = 1.0$$

$$T = N/30 = 10/30 = 0.333 \text{ sn}$$

$$S = 1/(0.333 + 0.8 - 0.80) = 1.0$$

$$C = 0.10 \times 3.2 \times 1.0 \times 1.0 = \underline{0.32}$$

Romen Yönetmeliği5-katlı yapı Sağlam Zemin

$$C_o = 0.32$$

$$R = 0.30$$

$$\begin{aligned}
 T &= 0.167 \\
 S &= 3/0.167 * 0.9 > 2.0 \Rightarrow 2.0 \\
 C &= 0.32 \times 0.30 \times 2.0 = \underline{0.192}
 \end{aligned}$$

5-katlı Zayıf Zemin

$$\begin{aligned}
 C_o &= 0.32 \\
 R &= 0.30 \\
 S &= 3/0.167 * 1.3 > 2.5 \Rightarrow 2.5 \\
 C &= 0.32 \times 0.30 \times 2.5 = \underline{0.24}
 \end{aligned}$$

10-katlı Sağlam Zemin

$$\begin{aligned}
 C_o &= 0.32 \\
 R &= 0.25 \\
 S &= 3/0.333 * 0.80 > 2.0 \Rightarrow 2.0 \\
 C &= 0.32 \times 0.25 \times 2.0 = \underline{0.16}
 \end{aligned}$$

10-katlı Zayıf Zemin

$$\begin{aligned}
 C_o &= 0.32 \\
 R &= 0.25 \\
 S &= 3/0.33 \times 1.3 > 2.5 \Rightarrow 2.5 \\
 C &= 0.32 \times 0.25 \times 2.5 = \underline{0.20}
 \end{aligned}$$

Amerikan Yönetmeliği5-katlı Sağlam Zemin

$$\begin{aligned}
 C_o &= 0.40 \\
 T &= 0.167 \\
 S &= 1/T^{2/3} \\
 R &= 1.5 \\
 C &= C_o \times 1/T^{2/3} \times 1/R = 0.879 < 2.5 \quad C_o/R = \underline{0.67} \checkmark
 \end{aligned}$$

5-katlı Zayıf Zemin

$$\begin{aligned}
 C_o &= 0.40 \\
 T &= 0.167 \\
 S &= 1.5/T^{2/3} \\
 R &= 1.5 \\
 C &= C_o \times 1.5/T^{2/3} \times 1/R = 1.319 < 2.0 \quad C_o/R = \underline{0.53} \checkmark
 \end{aligned}$$

10-katlı Sağlam Zemin

$$C_o = 0.40$$

$$T = 0.333$$

$$S = 1/T^{2/3}$$

$$R = 1.5$$

$$C = 0.40 \times 1/T^{2/3} \times 1/R = 0.555 \ll 2.5 C_o/R = \underline{0.67} \checkmark$$

10-katlı Zayıf Zemin

$$C_o = 0.40$$

$$T = 0.333$$

$$S = 1.5/T^{2/3}$$

$$R = 1.5$$

$$C = 0.40 \times 1.5/T^{2/3} \times 1/R = 0.832 \ll 2.0 C_o/R = \underline{0.533} \checkmark$$

Özet olarak:

		Türk	Romen	Amerikan
5 Katlı Yapı	Zayıf Zemin	0.32	0.24	0.53
	Kuvvetli Zemin	0.32	0.192	0.67
10 Katlı Yapı	Zayıf Zemin	0.32	0.20	0.53
	Kuvvetli Zemin	0.32	0.16	0.56

Özellikle prefabrike yapılar dikkate alınmadan düzenlenmiş ABD yönetmeliğinin verdiği çok yüksek değerler dışında Türk ve Romen Yönetmeliklerinin verdiği değerler oldukça akla yakındır. Türk yönetmeliğinde kısa periyotlu yapılar (0.5 saniyeden kısa) için zemin özellikleri fark etmediği için bütün yapılar ve zeminler için aynı deprem katsayısı bulunmaktadır.

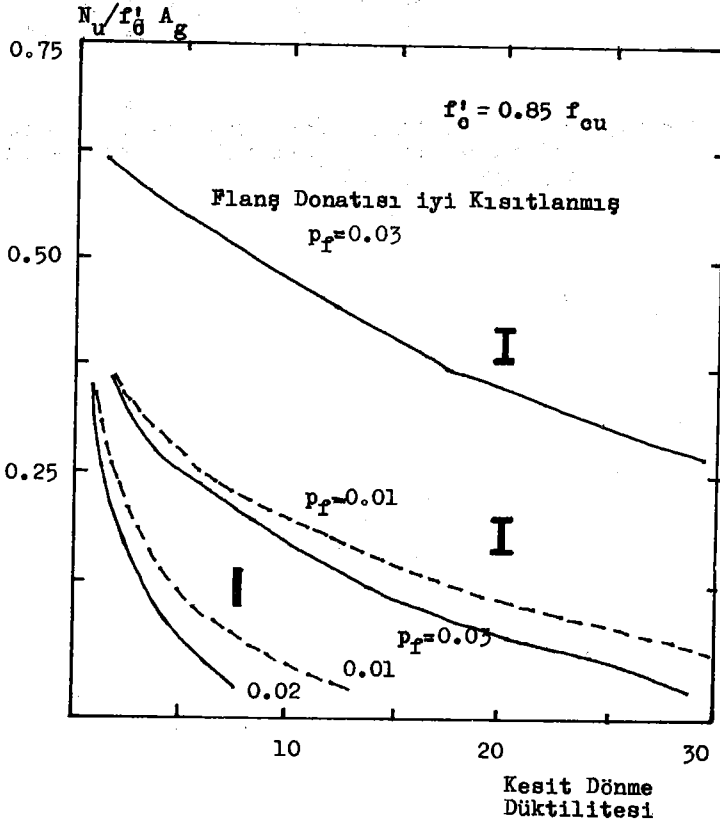
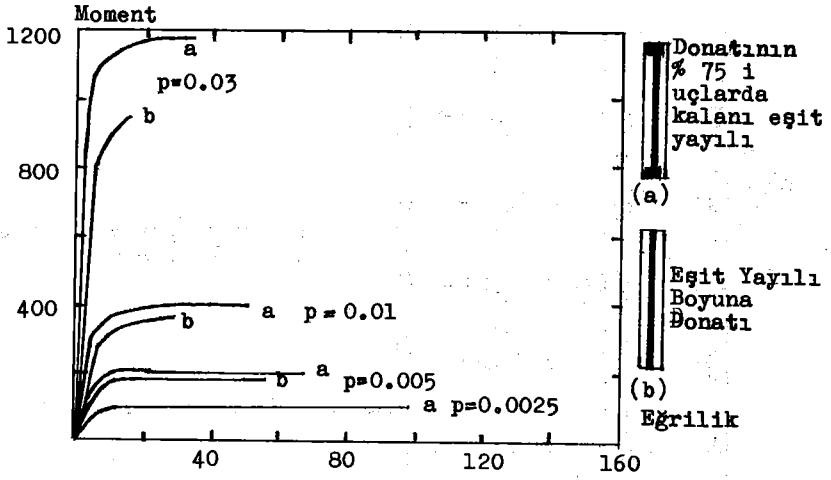
Sonuç olarak ülkemizde prefabrike yapıların deprem hesabında kullanılacak yatay yük katsayılarının normal yerinde dökme betonarme yapılara göre en az 2-2.5 kez daha büyük alınması gerekir. Ancak böylece daha önceki bölümlerde belirtildiği gibi prefabrike yapılarda yerinde dökme betonarme yapılardan istenilen düzeyde duktilite ve deprem dayanımı sağlanabilir.

7. PANOLU YAPILARIN TASARIMI

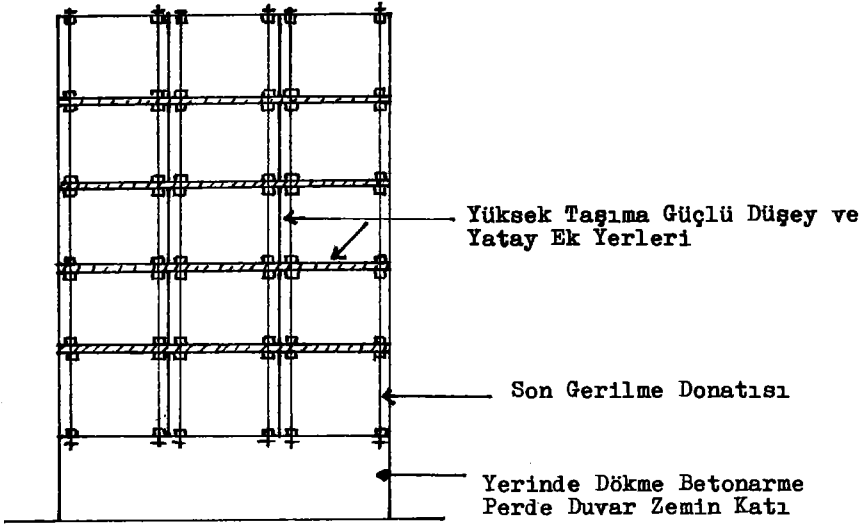
Prefabrike panolu yapılar yatay ve düşey ek yerlerinin taşıma gücü ve enerji tüketme kapasitesine göre değişik davranışlar göstermektedirler (Şekil-10). Bu bölümde panolu prefabrike yapıların değişik davranış biçimlerine yol açan tasarım yaklaşımları, ek yeri tasarımlarında kullanılan yöntemler ve değişik pano ek yeri biçimlerinin deprem açısından değerlendirilmesi yapılacaktır.

7.1 Monolitik Yapı Tasarımı

Bu tür bir prefabrike panolu yapının aynı düktül yerinde dökme betonarme perde duvarlı yapı gibi davranışı amaçlanır. Şekil-10a. Düktül yerinde dökme betonarme perde duvarlar Şekil-40'da gösterilen yüksek taşıma gücü ve deformasyon özelliklerine sahiptirler. Bu tür perde duvarlarda yatay donatı yüzdesi ile düşey donatı yüzdesi birbirine eşittir. Ayrıca perdelerin uçlarında genişletilmiş başlıklar yada perde ile birlikte çalışan kolonlar bulunur. Perdenin uçlarında donatılar daha çoktur. Prefabrike panolu yapıların düktül yerinde dökme perde duvarlı yapı gibi davranması için panoların uçları genişletilmeli, panoların uçlarına yakın yerlerde yığılmış ve bütün yapı yüksekliği boyunca uzanan düşey donatılar bulunmalıdır. Bu düşey donatılar pano ek yerlerinde uygun bir biçimde bindirilmeli (kaynaklı yada özel bağlantı elemanı ile) olarak yapılmalıdır. Şekil-41. Panoların uçları dik yönde uzanan diğer duvar panoları tarafından desteklenmelidir. Ayrıca duvarın temelden kaymaması için özellikle alt katlardaki yatay ek yerlerine yayılı kesme donatıları konulmalı ve bütün ek yerlerinde oluşacak kesme gerilmelerinin tümünü taşıyabilecek donatı bulunmalı, betonun kesme gerilmesi taşımaya katkısı dikkate alınmamalıdır. Aynı şekilde panolar arasındaki düşey bağlantılarda olabildiğince yüksek dayanımlı olmalı ve duvarın en alt katında mafsallaşma olmadan düşey ek yerleri taşıma güçlerini kaybetmemelidirler. Panoların düşey donatılarının bir bölümünün son gerilmeli olarak bütün yapı yüksekliği boyunca uzaması en uygun çözüm olmaktadır. Hatta yapının bir kaç alt katı yerinde dökme perde olarak da yapılabilir. Şekil-41.



Şekil-40 Perde Duvarlarda Yüksek Dayanım ve Düktilite Sağlamanın Yolları



Şekil-41 Prefabrike Panolu Yapıların Yerinde Dökme Betonarme Perde Duvarlar Gibi Davranmasını Sağlayacak Ayrıntılar

7.2 Zayıf Yatay Ek Yerleri Olan Yapı Tasarımı

Alt ve üst uçları düz pürüzsüz olan ve ek yerinde bağlanan donatısı olmayan panolarda yatay ek yeri birleşimleri zayıf olmaktadır. Zayıf yatay ek yeri olan yapılarda yatay yükler altında Şekil-10b'deki gibi kaymalar olacaktır. Bu tür kaymaların yapıyı depremin yer hareketinden yalıtılabildiği analitik olarak gösterilmiştir (Becker ve Diğerleri 1977). Ancak bu tür kaymalar kalıcı olurlar ve giderek tek yönde önemli boyutlara ulaşabilirler. Bu durum yapının güvenliğini tehlikeye sokar. Ayrıca kaymaların duvar düzlemi dışına doğru olabileme tehlikesi de vardır. Sonuç olarak duvar düzlemi dışına devrilebilir. Ayrıca büyük kalıcı kaymalar yapıda ikinci mertebeden momentler oluşturacağından temelde ve katlarda önemli ek devrilme momentleri oluşacaktır. Yatay ek yerlerinin aynı zamanda düşey yük taşıyan yerler olması onları kritikleştirmekte ve kritik bir yerde de kalıcı kaymalar yaparak deprem enerjisinin tüketimi güvenilir görünmemektedir.

7.3 Düşey Ek Yerleri Zayıf Olan Yapı Tasarımı

Şu anda uygulanan prefabrike panolu yapı sistemlerinde genel olarak yatay ek yerleri düşey ek yerlerinden daha güçlü olmaktadır. Yatay ek yerlerine etkiyen düşey yükler buralarda bir tür son gerilme etkisi sağlayarak ek yerinin kesme kuvveti ve moment taşıma gücünü artırmaktadır. Deneysel çalışmalarda düşey yük altında olan yatay ek yerlerinin daha büyük kesme kuvveti taşıma kapasitesine sahip olduklarını göstermektedir. Şekil-25. Düşey ek yerlerinde ek yerine dik olarak etkiyen bu tür bir sıkıştırma kuvveti yoktur. Bu bakımdan düşey ek yerleri daha zayıf olmaktadır. Depremlerden elde edilen gözlemler düşey ek yerlerinde çatlamanın daha önce olduğu şeklindedir (Velkov 1980). Özellikle panoların kenarlarına yakın yerlerde açılmış kapı ve pencere boşlukları (Şekil-8). Bu gibi panoların düşey bağlantılarının zayıf olması sonucu düşey ek yerlerinde depremin hemen başında olan çatlamlar üst üste dizilmiş paralel pano sıraları arasında büyük sürtünme kuvvetleri oluştururken önemli miktarlarda da enerji tüketilebilmektedir. Şekil-10c.

7.4 Elastik Davranan Yapılar

Bu tür panolu yapı en şiddetli depremde bile en küçük çatlağı ve kalıcı deformasyonu olmayan yapıdır. Bu tür davranışın sağlanması için ek yerlerinin ve panoların olabildiğince yüksek taşıma güçlü olarak yapılması gerekir. Bu tür bir davranışın sağlanması için gerekli yatay hesap kuvvetleri oldukça büyük seçilmelidir. Bölüm 6'da verilen tipte bir deprem hesap yöntemi uygulanarak hesaplanacak C katsayısında yapı tipi katsayısı olan K'nın 3-4 gibi yüksek olarak seçilmesi gerekmektedir(Mueller 1981).

7.5 Pano Ek Yerlerinin Tasarımı

Panolu yapıların ek yerleri yatay ve düşey olarak ikiye ayrılmaktadır. Düşey ek yerleri yanyana duran iki duvar panosu arasındaki ek yeridir. Yatay ek yeri ise üst üste duran iki duvar panosu arasındaki ek yeridir. Yatay ek yerlerinde eşit yada üçgen yayılı düşey yükler, diğer bir deyişle ek yeri düzlemine dik etkiyen yükler vardır. Ayrıca yatay ek yerinde moment ve kesme kuvveti bulunacaktır. Düşey ek yerlerinde ise genellikle yalnızca ek yeri düzlemi üzerinde kesme kuvvetleri etkili olmaktadır.

Panolu yapıların yatay ve düşey ek yerleri değişik biçimlerde olmaktadır. Bu panolu prefabrike yapı sisteminin özelliklerine bağlıdır: 1- donatısız yalnızca sürtünme ve düşey yük altında çalışan ek yerleri pürüzsüz silme olan panolar, 2- Donatılı ve birleşim yüzeyleri pürüzsüz panolar, ve 3- donatılı ve daha çok kesme kuvveti taşımak için dişli ek yerleri olan panolar. Bu üç değişik tip ek yeri için geliştirilmiş kesme kuvveti taşıma kapasitesi hesap yöntemleri ayrı ayrı verilecektir.

7.5.1 Yatay Ek Yerlerinin Tasarımı

Yatay ek yerinin taşıyabileceği kesme kuvvetinin hesaplanmasında değişik yaklaşımlar bulunmaktadır. Bu yaklaşımlar ek yerinde kesme takozlarının bulunmasının, ek yerine dik gelen kuvvetler, ek yerindeki donatı miktarına, ek yerindeki kuru yada ıslak birleşimlere göre beton yüzeyler arasındaki sürtünme yada aderansa, donatının kama etkisine (dowel action) bağlı olmaktadır.

7.5.1.1 Yalnız Basınç Etkisi Altındaki Ek Yeri

ATC-6 (1978)'ya göre kesme takozları olmayan (dişsiz) ve uçları düzgün ve ek yerini kesen donatıların olduğu bir ek yerinin kesme dayanımı aşağıdaki gibidir:

$$V = \phi (A_{vf} f_y + 0.75 P_n) \quad (1)$$

Burada A_{vf} ek yerine dik doğrultuda uzanan donatının alanı, f_y donatı akma gerilmesi, P_n ek yerine eşit yayılı olarak etkiyen normal kuvvet, $\phi = 0.5$ olup kullanılabilir kesme kapasitesi faktörüdür. V ise ek yerinin toplam kesme kuvveti taşıma kapasitesidir(✕)

Mattock ve Hawkins(1972)'e göre iki beton yüzey arasındaki kesme kuvveti taşıma kapasitesi

$$v_u = 14 + 0.8(\rho_{vf} f_y + N/A_g) \leq 0.3 f'_c \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (2)$$

olarak verilmektedir. Burada ρ_{vf} ek yerindeki donatı yüzdesi, f_y bu donatının akma gerilmesi, N ek yerine dik gelen kuvvet, A_g ek yerinin alanı ve f'_c beton basınç dayanımıdır. Burada verilen 0.8 bir anlamda sürtünme katsayısıdır.

Bu konuda Popoff (1981) tarafından verilen ifade:

$$V_u = \mu (P_u + N + A_s f_y) \quad (3)$$

şeklindedir. Burada N etkin öngerilme yada son gerilme, P_u düşey yük, A_s donatı alanı f_y donatı akma gerilmesidir. $\mu = 0.2-0.4$ arasında değişen bir sürtünme katsayısıdır. (3) nolu formül yerine

$$v_u = \phi A_s f_y \quad (4)$$

kullanılabilir. Burada $\phi = 0.7$ olarak alınabilir, ve bir sürtünme katsayısıdır. Sürtünme katsayısının ne olacağı bir tartışma konu-

(✕) Burada verilen formüller alındıkları kaynaklardaki özgün notasyonları ile verilecek ve yeri geldiğinde neye karşılık oldukları anlatılacaktır.

sudur. Sürtünme katsayısının 0.2 ile 1.0 arasında olabileceği ileri sürülmektedir. Harris ve Abboud (1981) yaptıkları incelemelerde düşey gerilmeye bağlı olarak Şekil-42'deki sürtünme katsayılarının elde edildiğini bildirmektedirler. Şekil-42'den görüldüğü gibi sürtünme katsayıları 0.5 civarında yoğunlaşmış görünmektedir. Ancak bu katsayı 0.2'ye kadar düşebilmektedir.

Pano ek yerlerindeki donatıların 3 türlü yatay etkileri (kesme) taşıyabileceği ileri sürülmektedir (Park ve Paulay 1975). Şekil-43 Ek yerindeki donatının eğilme yada kesme etkisi altında taşıyabileceği kesme kuvvetinin taşıyabilecek kesme kuvvetinin en üst sınırını oluşturmaktadır. Daha çok Şekil-24'de gösterilen bükülme tipi davranışın beklenmesinin daha doğru olduğu sanılmaktadır (Park ve Paulay 1975). Ancak donatının kesme gerilmesi taşıması olayı ancak ek yerindeki yüzeyler arasında önemli miktarda kaymaların olması halinde mümkün olmaktadır. Bu miktardaki kaymalar halinde ise yapının kullanılabilirliği tehlikeye girmektedir.

Kesme takozlu ve eşit yayılı aksenal yük altındaki ek yerlerinin kesme kuvveti hesabında da bir çok değişik yöntem bulunmaktadır. Maio (1980)'e göre ek yerinin kesme kuvveti taşıma kapasitesi eğer panoların uçları dişli ise:

$$T_u = 0.115 B_k f'_c + 0.8 A_s f_y \quad (5)$$

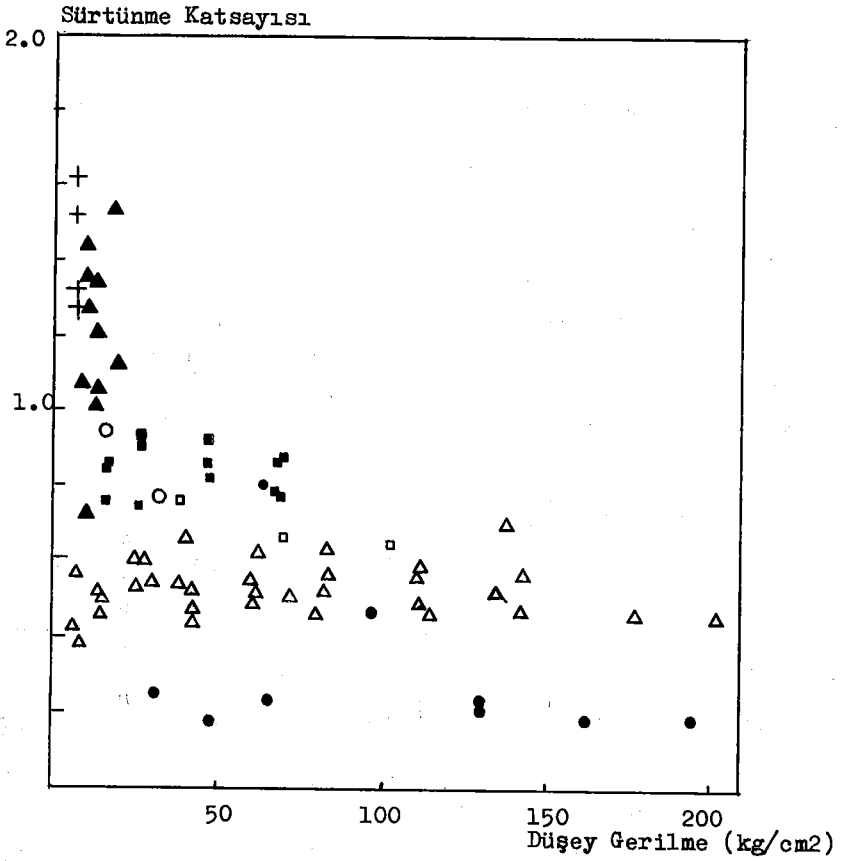
olarak verilmektedir. Burada B_k kesme takozlarının en kesit alanı (takoz genişliği x uzunluğu x toplam takoz sayısı), f'_c kesme takozundaki betonun silindirik dayanımı, A_s ek yerine dik gelen donatıların toplam alanı ve f_y ek yeri donatısının akma gerilmesidir. Bu formülde ek yerine dik gelen kuvvetlerin etkisi yoktur.

Polyakov (1974)'e göre Şekil-44'de gösterilen tipteki ek yeri için kesme kuvveti kapasitesi hesabı aşağıdaki formüller uyarınca hesaplanabilir:

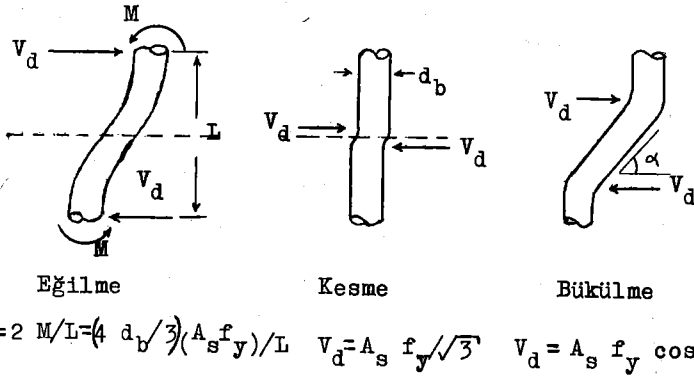
a- Ek yerine gelen düşey yük yoksa

$$Q = 1.7 b L \sqrt{R_c} \left[1 + 2 \times 10^{-5} R_{ar} (n_1 d_1 + n_2 d_2) \right] \quad (6)$$

Burada b panonun kalınlığı (cm), L kesme takozunun boyu (cm) R_c beton küp dayanımı (kg/cm^2), n_1 ve n_2 , d_1 ve d_2 proje dayanımları R_{a1} ve



Şekil-42 Sürtünme Katsayısının Düsey Gerilme İle Değişimi. Deney Sonuçları (Harris ve Abboud 1981)



Şekil-43 Ek Yeri donatısının Değişik Davranış Şekilleri

R_{a2} olan donatıların sayısı ve çaplarıdır. R_{ar} ek yerindeki donatıların azaltılmış proje dayanımı olup

$$R_{ar} = (n_1 R_{a1} + n_2 R_{a2}) / (n_1 + n_2) \quad (7)$$

formülünden hesaplanır.

b- Eğer ek yerinde panoda diş varsa, Şekil-45, Yukarıdaki formül (6)'daki $L = 0.4 L_1 + L_2$ şeklinde değiştirilir. Burada $L_1 < 0.7 L_2$ olmalıdır.

c- Eğer ek yerinde bir basınç kuvveti de varsa (N) bu durumda Q şu şekilde hesaplanır:

$$Q_b = Q + 2.5 N / \sqrt{R_c} < 1.4 Q \quad (8)$$

ancak basınç kuvvetinin katkısının kesme kuvvetinin % 40'ından fazla olamaz.

d- Ek yerinde çekme kuvvetleri söz konusu ise (N_t) Q şu şekilde hesaplanmaktadır:

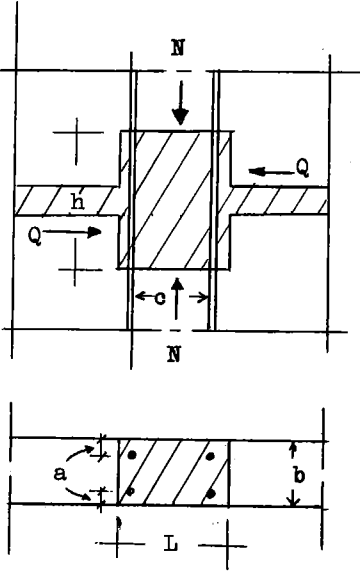
$$Q_{\phi} = Q \left[1 - (N_t / F_a R_{ar})^2 \right] \quad \text{eğer } h \geq 2L \quad (9)$$

$$Q_{\phi} = Q_{ar} \left[1 - (N_t / F_a R_{ar})^2 \right] \quad \text{eğer } h < 2L \quad (10)$$

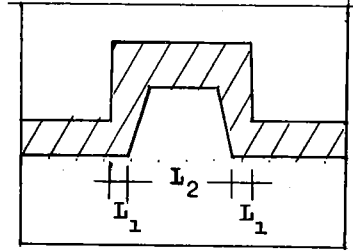
$$Q_{ar} = 0.06 \sqrt{R_c} R_{ar} (n_1 d_1 + n_2 d_2) \quad (11)$$

Burada F_a ek yerindeki toplam donatı alanıdır (cm^2). Bu formül donatılar ek yerinin orta düzleminde ve $b \geq 8d$ (d = donatı çapı) ise geçerlidir. Eğer $4d < b < 8d$ ise $K = 0.2(\nu - 3)$, $\nu = b/d$ gibi bir azaltma faktörü uygulanır. Eğer donatılar ek yerinin orta düzleminde değilse ve ancak $a \geq 5d$ ise yeterlidir. Eğer $2.5d < a < 5d$ ise bir diğer azaltma faktörü $K = 0.167(\beta + 1)$, $\beta = a/d$ kullanılır. Eğer ek yerinde bir kaç tane donatı varsa ve $c \geq 7d$ ise bir değişiklik yoktur. Ancak $c < 7d$ 'den az ise $K_2 = 0.1(\lambda + 3)$, $\lambda = c/d$ azaltma faktörü uygulanır. Bir diğer azaltma faktörü Şekil-46'da gösterildiği gibi ek yerinde döşeme plakları varsa uygulanır $K_3 = L / \sqrt{L^2 + r^2}$ $r < L/2$ ise. Bu azaltma faktörleri Q ve Q_{ar} formüllerine uygulanır.

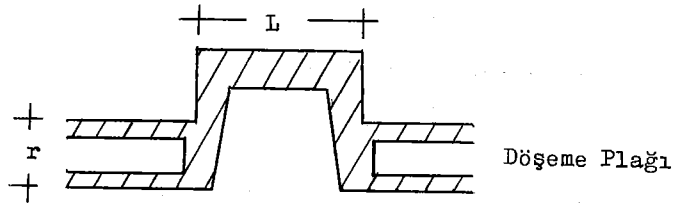
Anlaşılacağı gibi bu formüller belli bir tip pano ek yeri sistemi için geliştirilmiştir. Burada betonun kesme dayanımı ile donatının en kesidinin taşıyabileceği kesme kuvveti hesaplanmakta sonra



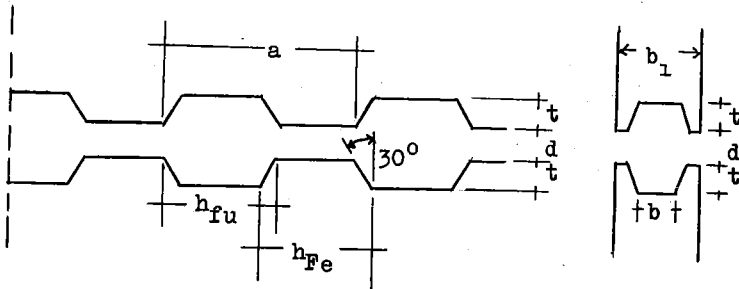
Şekil-44



Şekil-45



Şekil-46



Şekil-47

çeşitli durumlara göre azaltma yada artırma faktörleri uygulanmaktadır. Bu hesap her bir bağlantı noktası için ayrı ayrı yapılmaktadır. İki pano arasında kaç tane bağlantı noktası varsa, kesme dayanımı herbir bağlantı noktasının dayanımlarının toplamı olmaktadır.

Mehlhorn ve Scwhing(1974)'e göre kesme takozlu önceden çatlamış bir ek yerinin kesme gerilmesi kapasitesi şu şekildedir:

$$\tau_u = 0.09\beta_p B/F_u + \mu\beta_s + \sigma_N \quad (12)$$

Burada β_p = beton silindir dayanımı, B/F_u = pano ve ek yerinin kesme yüzeyleri oranı (Bak Şekil-47), μ ek yeri donatı yüzdesi, β_s = donatı akma gerilmesi, σ_N = ek yerine dik basınç gerilmesidir. Burada $B/F_u = h_{fu} \cdot b / F_u \cdot n$, $B/F_u = h_{fu} \cdot b / a$ b_1 , $F_u = b_1 \cdot L$, L = ek yeri boyu, b_1 maksimum ek yeri genişliği (pano kalınlığı), n ise ek yeri boyunca diş sayısıdır. Yukarıdaki formül (12) şu koşullarda geçerlidir:

$$0.01 \beta_p \ll \mu\beta_s + \sigma_N \ll 0.08 \beta_p$$

$$0.2 \ll B/F_u \ll 0.5$$

$$\beta_s \ll 6 \text{ ton/cm}^2$$

$$h_{fu}/t \ll 8$$

$$\alpha \ll 30^\circ$$

Burada B/F_u oranı kesme takozlarının alanının toplam derz alanına oranıdır. Kesme takozları olmayan ek yerlerindeki kesme gerilmesi taşıma gücü

$$\tau_u = (\mu\beta_s + \sigma_N) 0.047 \sqrt{\beta_p} \quad (13)$$

Yine aynı kaynakta(Mehlhorn ve Scwhing 1974) verilen bir başka formüle göre kesme takozlu ek yerlerinin kesme gerilmesi kapasitesi

$$\tau_u = \left[\beta_p B/F_u (a+b) (\mu\beta_s + \sigma_N) \right]^{1/2} \quad (14)$$

olarak verilmektedir. Burada $a = 0.4 \text{ kg/cm}^2$, $b = 0.44$ 'dür. Bu formül

$\mu\beta_s + \sigma_N \ll 40 \text{ kg/cm}^2$ için deneysel olarak çıkarılmıştır. Bu Formül ile hesaplanan τ_u maksimum kesme dayanımıdır. Pano ile ek yerindeki yerinde dökme beton arasındaki aderans, kayma düzlemi oranı, donatı miktarı ve ek yerine dik gelen basınç gerilmesi τ_u değeri üzerinde etkilidir.

Tsoukantas ve Tassios(1983) panolar arasında kamalı yatay ek yerlerinin eşit yayılı yük altındaki kesme dayanımı için aşağıdaki ifadeyi vermektedirler:

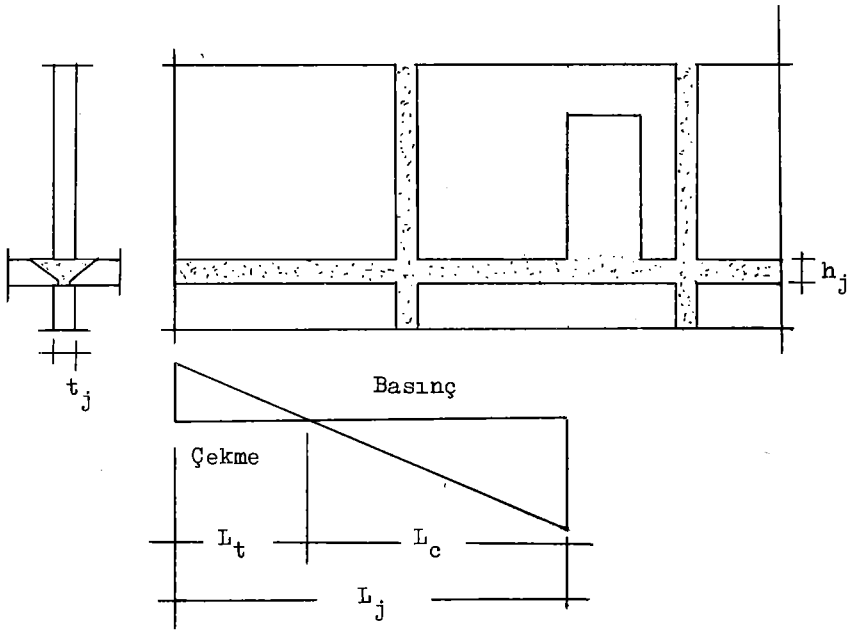
$$V_{ud} = \frac{\lambda y}{\gamma_n} \left[\beta_4 A_k \sigma_{cc,G} + \beta_2 (A_s f_{yd}) \right] \geq 0.3 A_j f_{cd} / \gamma_n \quad (15)$$

Burada γ_n yatay ek yeri basınç altında iken 1.25'e eşittir; V_{ud} ek yerinin taşıyabileceği maksimum kesme kuvvetidir; $\lambda y = 1 - 0.5 C^2$ 'ye eşit olup < 0.3 'den küçük olmalıdır; C ilgili deprem bölgesi yatay kuvvet katsayısıdır; β_4 eşdeğer statik yatay kuvvet katsayısı yada hesaplarda kullanılan düşey yüklerin altında sürtünme katsayısı olup 0.47'ye eşittir; A_k dişli ek yerinde dişlerin kesit alanı toplamıdır; A_j toplam ek yeri kesit alanıdır; f_{yd} ek yeri donatısının akma gerilmesidir; A_s ek yerindeki toplam donatı alanıdır; $\sigma_{cc,G}$ düşey yüklerden dolayı ek yerindeki gerilmedir; β_2 enine donatıdan dolayı oluşan sürtünmenin katsayısı olup 1.0'e eşittir; f_{cd} ek yerindeki betonun basınç dayanımıdır.

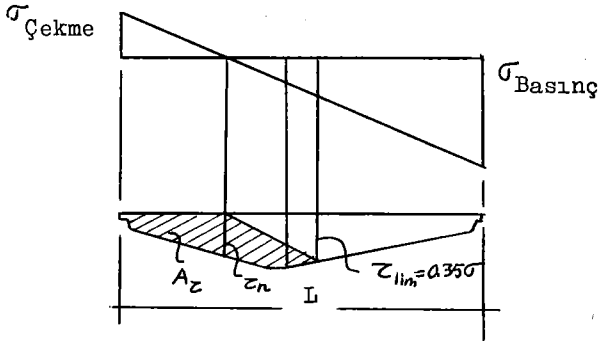
7.5.1.2 Eğilme Etkisi Altındaki Yatay Ek Yeri

Bölüm 4.2'de belirtildiği gibi yatay ek yerleri yapıya gelen yatay deprem yüklerinin oluşturduğu eğilme momentleri altındadır. Bu nedenle yatay ek yerlerinin eşit yayılı düşey yükler altında buldukları kabulü deprem sırasında gerçekçi değildir. Yatay ek yeri deprem sırasında Şekil-26'daki gibi basınç gerilmeleri dağılımı altında kalmaktadır. Ek yerinin bir bölümünün çekme gerilmeleri altında kalması buradaki ek yeri betonunun pano betonundan ayrılmasına yol açar ve böylece pano betonu ile ek yerindeki yerinde dökme beton arasındaki aderans ve sürtünme yüzeyleri önemli miktarlarda azalmış olacağından ek yerinin kesme dayanımına sürtünmenin katkısı azalacak ve ek yeri kesme dayanımı küçülecektir. Bu nedenle eğilme etkisi altında olan yatay ek yerlerinin hesabında bu durumu dikkate alan yaklaşımların kullanılması gerekir.

Tsoukantas ve Vegelatou (1983)'ya göre ek yerinin toplam boyu (L_j) ek yerinin basınç bölgesi uzunluğu (L_c) ve çekme bölgesi uzunluğu (L_t) toplamı olarak ifade edilmektedir. Şekil-48. t_j ise ek yerinin yada panoların kalınlığıdır. h_j ise ek yerinin kalınlığı olmaktadır.

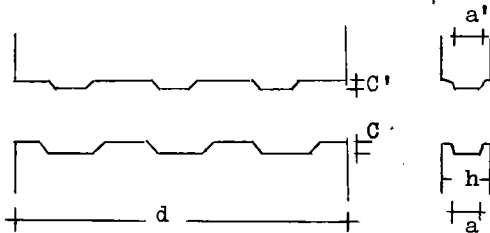


Şekil-48 Ek Yerde Çekme ve Basınç Bölgeleri Yunan Yaklaşımı (Tsoukantas ve Vegelatou 1983)



$$\xi = 2nc/d \leq 0.5$$

$n = \text{diş sayısı}$



Şekil-49 Ek Yerde Çekme ve Basınç Gerilmeleri. Romen Yönetmeliği (INCERC 1979)

Burada oluşan çekme ve basınç gerilmeleri

$$\sigma = N_{\text{maks}}/A_j \pm M_u/W_j \quad (16)$$

formülünden hesaplanmaktadır. Burada N_{maks} ek yerine gelen maksimum aksenal basınç, M_u moment, A_j ek yerinin alanı olup $L_j \times t_j$ 'ye eşittir. $W_j = t_j \times L_j^2/6$ 'ya eşittir. Bu ek yerine gelen kesme kuvveti ise

$$\tau_e = V_u/L_j \times t_j \quad (17)$$

olmaktadır. Burada V_u toplam kesme kuvvetidir. Bu yaklaşımda ek yerinin dişli olduğu ve dişlerin alanlarının (A_k) ek yerinin toplam alanının (A_j) % 20'sinden daha fazla olduğu varsayılmaktadır: $A_k/A_j \gg 0.20$. Bu durumda çekme bölgesinde çekme kuvvetlerinin taşınması için ek donatıya gerek vardır, yada mevcut ek yeri donatısının yeterli olduğunun gösterilmesi gerekir.

Çekme Bölgesinde yeterli donatının bulunduğu kontrolü:

$$A_s = Z/f_{sy} \quad (18)$$

Burada A_s çekme bölgesindeki donatı toplam alanı, f_{sy} donatının akma gerilmesi ve

$$Z = t_j \times L_t \times \sigma_t/2 \quad (19)$$

olmaktadır. σ_t çekme bölgesindeki donatının kesme gerilmesidir. Bu bölgeye etkiyen kesme gerilmesi

$$\tau_e = V_u/L_j \times t_j \quad (20)$$

olmaktadır. Bu bölgedeki mevcut kesme dayanımı ise

$$\tau = \gamma_{n,e} (A_s f_{sy})/(L_t t_j) \quad (21)$$

olmaktadır. Bu bölgede kesme gerilmesi sadece donatı tarafından taşınacaktır. A_s kesme kuvveti taşımak için gerekli donatıdır. Bu donatı çekme donatısından ayrı olarak konulacaktır. $\gamma_{n,e}$ ise deprem bölge katsayısına göre aşağıdaki gibidir:

C-Katsayısı	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12
$\gamma_{n,e}$	0.55	0.45	0.35	0.30	0.25

Ek yerinde basınç altındaki bölgede (L_c) durum farklıdır. Burada ek yeri betonunun kesme kuvveti taşıma gücü bulunmaktadır. Buraya etkiyen kesme gerilmesi yine

$$\tau_e = V_u / (L_j t_j) \quad (17)$$

olmaktadır. Bu bölgedeki düşey yüklerden dolayı oluşan maksimum basınç gerilmesi

$$\sigma_{cc,G} = N_u / (L_c t_j) \quad (22)$$

formülünden hesaplanmaktadır. Burada N_u

$$N_u = N_G - 1.5(3C)N_G \quad (23)$$

formülü ile verilmektedir. N_G panonun düşey yükü olup $1.5(3C)N_G$ ise depremin düşey yöndeki maksimum kuvvetini gösterir. Burada C deprem bölge katsayısıdır.

Eğer aşağıdaki durumlar söz konusu ise ek yerine ek kesme donatısı konulmasına gerek olmaz:

$$1- \sigma_{cc,G} < \sigma_0 \quad \text{ve} \quad \tau_e < \tau_0$$

$$2- \sigma_{cc,G} > \sigma_0 \quad \text{ve} \quad \tau_e < 0.7 \sigma_{cc,G}$$

Burada σ_0 ve τ_0 değerleri aşağıdaki gibidir:

$$\text{Kaliteli inşaat} \quad \tau_0 = 4 \quad \sigma_0 = 6 \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$\text{Daha az Kaliteli inşaat} \quad \tau_0 = 3 \quad \sigma_0 = 4.5$$

Bir diğer deyişle eğer düşey basınç ve etkiyen kesme gerilmesi (τ_e) az ise ek donatıya gerek yoktur. Aynı şekilde düşey basınç ($\sigma_{cc,G}$) büyük ve etkiyen kesme gerilmesi (τ_e) de düşey basıncın % 70'inden az ise kesme gerilmesini taşımak için ek donatıya gerek görülmemektedir.

Eğer bu koşullar yerine getirilemiyorsa ek donatıya gerek olur. Bu durumda kesidin kesme kapasitesi

$$\tau_{Ru} = 1/1.5(\gamma_{nc,u} 0.7 \sigma_{cc,G}) + 1/1.15(\gamma_{ns} A_s f_y / L_c t_j) \quad (24)$$

formülünden hesaplanır ve

$$\tau_{Ru} > \tau_e \quad (25)$$

olmak zorundadır. Burada $\gamma_{nc,u}$ betondaki sürtünme katsayısı olup deprem yatay yük katsayısına göre değişir. γ_{ns} ise ek yerindeki düşey donatının deprem yükü arttıkça giderek azalan katkısını veren bir faktördür. Bu katsayılar aşağıdaki gibidir

C-Deprem Katsayısı	0.04	0.06	0.08	0.10	0.10
$\gamma_{nc,u}$	0.60	0.60	0.60	0.60	0.50
γ_{ns}	1.00	0.80	0.80	0.70	0.60

Romanya Yönetmeliğine (INCERC 1979) göre Şekil-49'da görülen ek yerine dik basınç ve çekme ve paralel kesme gerilmeleri oluşmaktadır. Burada oluşan toplam kesme kuvveti (L_0)

$$L_0 = A_c \cdot h \quad (26)$$

eşittir. Burada $A_c \cdot h$ donatı tarafından taşınması gereken kesme kuvvetinin toplamıdır. Şekil-49'daki çekme bölgesindeki kesme gerilmesi alanı toplamı h pano kalınlığıdır.

Bu şekilde hesaplanmış kesme kuvvetinin ek yerinin dayanımından fazla yada eşit olması gerekir. Ek yeri kesme dayanımı

$$L_0 \leq (1/\bar{c}) (R_c/2) \xi a L + 0.8 R_a A'_a \quad (27)$$

formülünden hesaplanır. Burada $\bar{c}=1.2$ 'ye eşit olup bir azaltma faktörüdür. R_c ek yeri beton basınç dayanımı, $\xi=2nc/d$ 'ye eşittir (Bak Şekil-49), a dış genişliği (Şekil-49). L =ek yeri uzunluğudur, R_a = ek yerindeki donatının akma gerilmesidir, A'_a = ek yerindeki düşey donatının toplam alanıdır. Ek yerinin maksimum kesme dayanımı

$$T = 1.5 A'_a R_a \quad (28)$$

ye eşittir. Bunun ek yerindeki kesme kuvvetleri toplamı L_0 'dan fazla olması önerilir:

$$L_0 < T$$

Ek yerinde oluşan negatif gerilmelerin(düşey çekme gerilmeleri) tamamı düşey donatı tarafından alınmalıdır:

$$\bar{A}_a = \bar{c} V_{\sigma} / R_a \quad (29)$$

Burada V_{σ} = çekme bölgesindeki toplam çekme kuvveti, $\bar{c} = 1.2$ 'ye eşit azaltma faktörü, R_a donatı çekme dayanımıdır. \bar{A}_a çekme kuvveti taşıyacak donatının alanıdır.

Romen Yönetmeliğine göre Şekil-50'de gösterilen tipte ek yerinin kesme dayanımının kontrolü aşağıdaki formül ile yapılmaktadır:

$$\bar{Q} = \sqrt{R_c} (K_1 h t + K_2 n d^2 \cos^2 \alpha) \quad (30)$$

Burada R_c = ek yerindeki betonun basınç dayanımıdır; h = pano kalınlığı; t = dış boyudur; n = ek yerindeki donatı sayısı; d = ek yerindeki düşey donatının çapıdır. K_1 ve K_2 Şekil-50'de gösterilen dişler için 2 ve 50 olarak alınır, diğer tür geometrisi olan ek yerleri için deneysel olarak tesbit edilmelidir. α ise $t^2 / (z^2 + t^2)$ 'ye eşittir. Her bir ek yeri için hesaplanmış Q değerlerinin toplamı ek yerine gelen kesme kuvveti olan L'_0 dan büyük olmalıdır:

$$L'_0 = A'_z h \quad (31)$$

$$L'_0 \leq \Sigma Q / \bar{c} \quad (32)$$

Burada \bar{c} yine 1.2'ye eşittir. $\bar{A}'_z h$ çekme bölgesi ve basınç gerilmelerinin 0.2σ 'dan az olduğu bölgedeki kesme gerilmelerinin toplamıdır. Ek yerindeki çekme gerilmeleri yine (29) nolu formül ile donatıya taşıttırılmalıdır.

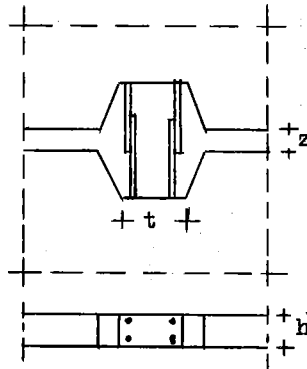
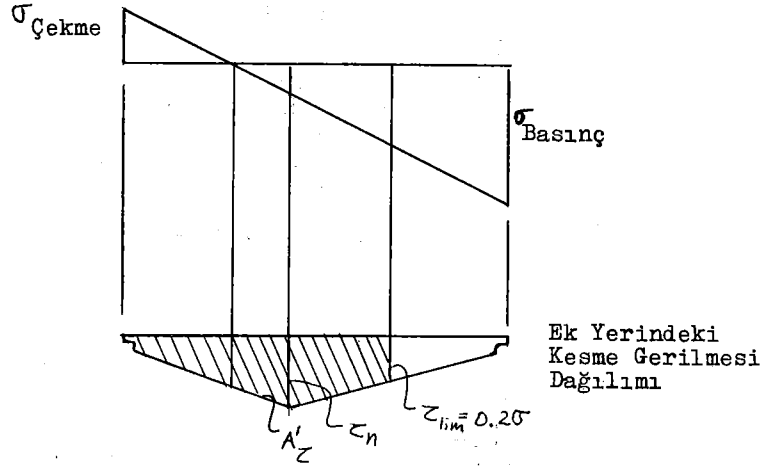
7.5.2 Yatay Ek Yerindeki Betonun Basınç Dayanımı

Ek yerindeki betonun basınç gerilmelerini güvenle taşıyıp taşımadığının da kontrolü yapılmalıdır. Şekil-51'de verilen ek yerindeki betonun taşıyabileceği maksimum kuvvet Portland Cement Association (PCA 1979)'a göre aşağıdaki gibi hesaplanmalıdır:

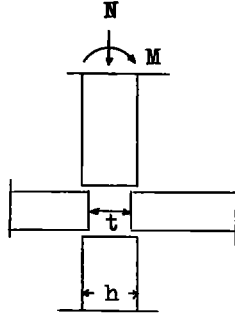
$$P_{nc} = (t L) / (k) f_u C R_e \quad (\text{İç Duvar}) \quad (33)$$

$$P_{nc} = (t L) f_u C R_e \quad (\text{Dış Duvar}) \quad (34)$$

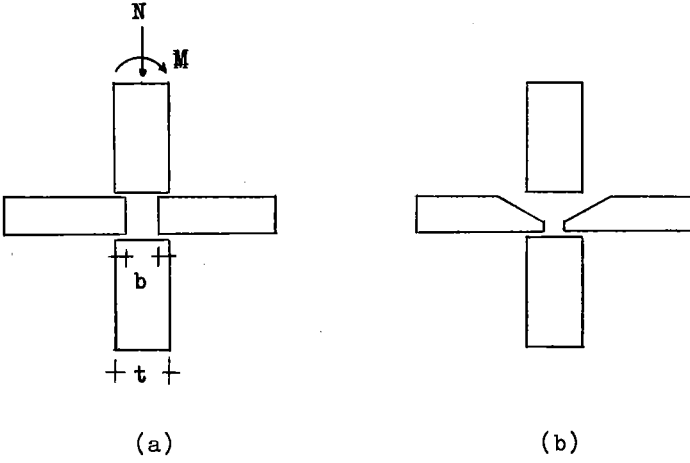
Burada P_{nc} ek yerinin taşıyabileceği düşey yük; t ek yerindeki betonun eni (inç); L birim uzunluk (düzleme dik yönde) 12 (inç); f_u ek yerindeki betonun yada pano betonunun basınç dayanımı, hangisi küçük ise (psi); C harç ile doldurulmuş çekirdek katsayısı;



Şekil-50 Dişli Yatay Ek Yeri
Romen Yönetmeliği
(INCERC 1979)



Şekil-51 Ek Yeri



Şekil-52 Değişik Duvar-Döşeme Bağlantı Tipleri

$C = 1.4 \sqrt{2500/f_u} > 1.0$, ek yeri doldurulmamış döşemelerde ise 1.0 olarak alınır; R_e 1-2e/h eksantrisiteden gelen bir azaltma kat sayıdır; e duvara pano düzlemine dik yönde gelen momentin ve pano aksenal yükünün oluşturduğu eksantrisitedir; h panonun kalınlığıdır.

Tsoukantos ve Vegelatou(1983)' göre ek yerindeki betonun basınç dayanımı hesabında ek yerinin cinsine göre aşağıdaki iki formülden biri kullanılmaktadır:

$$\sigma_{b,u} = \left(1 - \frac{2e/t}{1-b/t}\right) \left[E_j/E_{s1}(1-2b/t) + 2b/t \right] \left(1 - \frac{\tau_e}{\tau_{Ru}}\right) f_{ck} \quad (35)$$

$$\sigma_{b,u} = (0.85 \sim 0.95) \left(1 - \frac{\tau_e}{\tau_{Ru}}\right) f_{ck} \quad (36)$$

(35) nolu formül Şekil-52a tipi ek yeri, (36) nolu formül Şekil-52b tipi ek yeri için geçerlidir. Bu formüllerde τ_e ek yerine etkiyen kesme gerilmesidir ve (17) nolu formül kullanılarak hesaplanır; τ_{Ru} ek yerinin betonunun maksimum kesme gerilmesi dayanımıdır ve (24) nolu formülden hesaplanır; E_j ve E_{s1} ek yerindeki yerinde dökme beton yada harcın elastisite modülü ile, ek yerinin kenarındaki döşeme plağının betonunun elastisite modülüdür; e ek yerine gelen aksenal yükün eksantrisitesidir ($e = M/N$); b ek yerine oturan plakların oturma genişliğidir; t duvar panolarının kalınlığı; f_{ck} ek yerindeki y rinde dökme betonun basınç dayanımıdır.

Formül (35) yada (36) ile hesaplanacak basınç dayanımlarının ($\sigma_{b,u}$) ek yerine gelebilecek en büyük basınç gerilmesi olan

$$\sigma_{b,u} = N_u/A_j \pm M_u/W_j \quad (16)$$

'dan büyük olması gerekir. Buradaki N_u duvar panosuna gelebilecek en büyük düşey yük; M_u duvar panosunun düzlemine dik yönde gelebilecek en büyük eğilme momentidir; A_j ve W_j daha önce belirtildiği gibi ek yerinin alanı ve mukavemet momentidir.

Romen Yönetmeliğine (INCERC 1979) göre ek yerindeki betonun basınç dayanımı kontrolü şu şekilde yapılmaktadır:

$$\sigma < \xi R_c / \bar{c} \quad (37)$$

Burada \bar{c} bir azaltma faktörü olup 1.2'ye eşittir; σ ek yerine gelen maksimum basınç gerilmesidir; ξ bir düzeltme katsayısı olup ek yerinin bağlantı durumuna bağlıdır; ek yeri Şekil-52a'daki gibi ise 0.8'e; Şekil-52b'deki gibi ise 0.7'e eşittir; diğer tür ek yerlerinde ise 0.5 alınır. Romen Yönetmeliğine göre Şekil-52b'deki gibi bir ek yerinin harcının basınç dayanımı

$$\sigma < 0.4 / \bar{c} \eta M \quad (38)$$

formülü ile kontrol edilmelidir. Burada σ ek yerine gelen maksimum basınç gerilmesi; η bir düzeltme katsayısı olup harç için 0.6'ya; mastik harç için 0.8'e eşittir; M çimento harcının basınç dayanımıdır; $\bar{c} = 1.2$ 'ye eşittir.

Özden (1984)'e göre ek yerindeki betonun basınç gerilmesi en çok

$$\sigma_c^* \text{ maks} < k_v (0.75 f_{ck}) / (1.4 \gamma_{nl}) \quad (39)$$

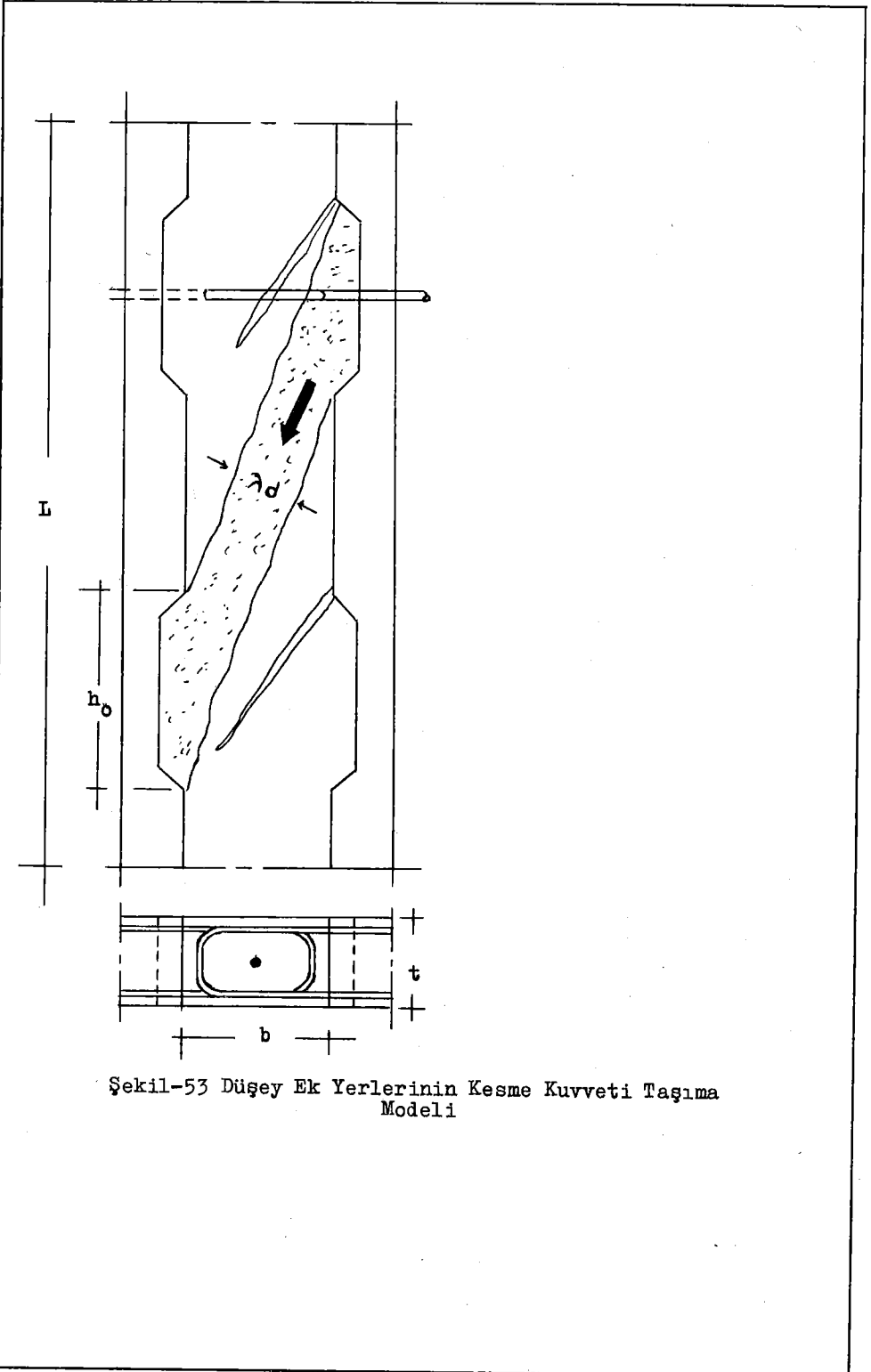
olmalıdır. Burada $\sigma_c^* \text{ maks}$ ek yeri betonuna gelen maksimum basınç gerilmesidir; k_v döşemelerin oturma biçimine bağlı bir katsayıdır ve döşemenin ek yeri içine doğru bir miktar girmesi halinde 0.7 olarak alınmalıdır; f_{ck} ek yeri betonunun basınç dayanımıdır; γ_{nl} gevrek kırılmayı önleme katsayısı olup 1.2'ye eşittir.

7.5.3 Panolar Arasındaki Düşey Ek yerlerinin Tasarımı

Düşey ek yerlerinin mukavemeti ile ilgili birçok yaklaşımlar bulunmaktadır, Şekil-53'de bu tür bir ek yerde dayanıma katkıda bulunan unsurlar verilmektedir. Burada oluşan çatlaklar arasında kalan beton parçaları basınç gerilmesi taşıyan diyagonal elemanlar oluşturdukları kabul edilmektedir. Böyle bir ek yerinin tek yönlü yüklemeye ki kesme dayanımı

$$\tau = \left[\begin{array}{l} 1/4 \quad b/h_o \quad \lambda^2 \quad f_{cc} \\ 0.15 \quad \lambda \quad f_{cc} \end{array} \right] + \mu_u p (f_{sy} - \sigma_N) + 1.8 \rho f_{ct} \sqrt{f_{sy}} \quad (40)$$

olarak verilmektedir (Tassios ve Tsoukantas 1983). Burada ilk terim



Şekil-53 Düşey Ek Yerlerinin Kesme Kuvveti Taşıma Modeli

ek yerinde çatlaklar arasında kalan beton parçasının basınç dayanımı, ikinci terim ek yerine dik gelen donatının taşıdığı kesme gerilmesi ve son terimde donatının kama etkisidir(dowel action). Bu ifade de b ek yerinin genişliği; h_o her bir beton girintinin boyu; $\lambda = n h_o / L$; L toplam ek yeri uzunluğu; n diş sayısı; f_{cc} ek yeri betonunun basınç dayanımı; ϕ ek yerini kesen donatının pirsantajı; f_{sy} ek yeri donatısının akma dayanımı; σ_{M} ek yerine dik gelen kuvvetin yarattığı basınç gerilmesi; f_{ct} ek yeri betonunun çekme dayanımı olmaktadır.

Bu arada Tsoukantas ve Tassios(1983) ek yerinin dinamik yükler altında kesme dayanımını aşağıdaki formül ile vermektedirler:

$$V_{ud} = \lambda_{\gamma} / \gamma_n \left[\beta_1 A_k f_{cd} + \beta_2 (A_s f_y) \right] \quad (41)$$

Burada $\lambda_{\gamma} = 1 - 50C^2$ olarak verilmektedir; $\lambda_{\gamma} < 0.3$ olarak sınırlandırılmıştır; C ise deprem bölge katsayısıdır; β_1 ek yerindeki betonun katkı katsayısı olup 0.09 değerine sahiptir; β_2 ek yerini kesen donatı yada ek yerine dik gelen kuvvet katsayısı olup 1.0'e eşittir; A_k dişli ek yerinde dişlerin en kesit alanı toplamıdır; f_{cd} ek yerindeki betonun basınç dayanımı; f_y ek yerindeki donatıların çekme dayanımı; A_s ek yerindeki donatıların alanı; γ_n bir emniyet katsayısı olup 1.15'e eşittir.

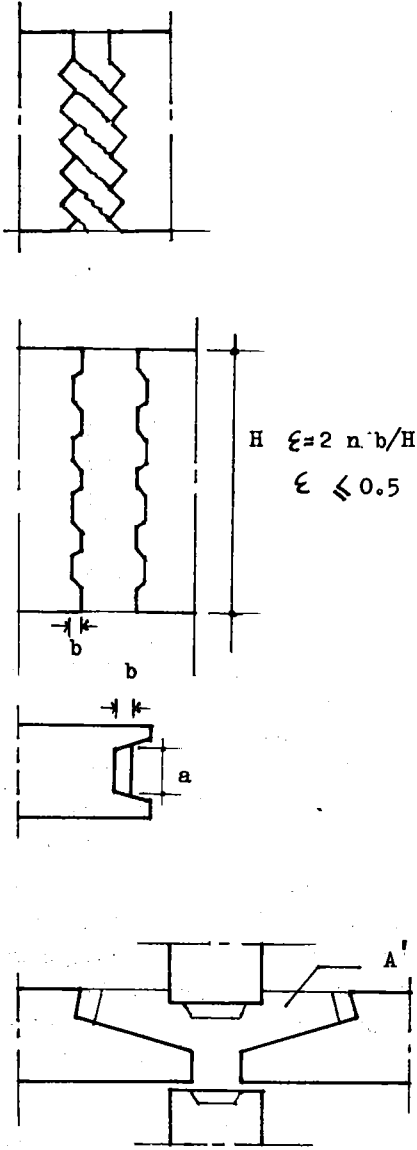
Romanya Yönetmeliğine (INCERC 1979) göre Şekil-54'de verilen bir düşey ek yerinin kesme kuvveti taşıma kapasitesi

$$T_{\max} = (1/2)(R_c a \xi H) + 0.6 R_t A' + 0.8 R_a A_a \quad (42)$$

olarak ifade edilmektedir. Burada R_c pano basınç dayanımı; a ek yerindeki yerinde dökme beton kesme takozunun genişliğidir; $\xi = nb/H$ 'a eşittir; burada n diş sayısı; b dişin derinliği; H ise panonun toplam yüksekliğidir; R_t pano betonunun çekme dayanımı; A' ek yerine dökülen betonun toplam alanı; A_a ek yerindeki enine donatılar ve A' alanındaki boyuna donatıların toplam alanı; R_a ek yerindeki donatının çekme dayanımıdır. Romanya Yönetmeliğine göre beton çatladıktan sonra düşey bir ek yerinde kullanılabilir kesme dayanımı (T_{\min})

$$T_{\min} = 1.5 A_a R_a \quad (43)$$

olarak ifade edilmektedir. Romanya Yönetmeliğinde tasarım sırasında yukarıda hesaplanan T_{\max} 'ın 1.2 faktörü ile azaltılarak kullanılması istenmektedir.



Şekil-54 Düşey Ek Yeri Ayrıntıları
(INCERC 1979)

7.6 Değişik Pano Ek Yeri Tiplerinin Deprem Açısından Değerlendirilmesi

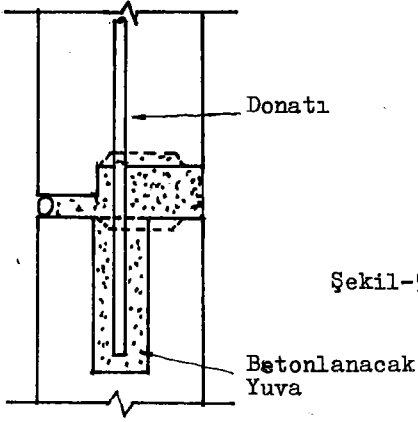
Bu bölümde değişik tür panolu yapıların ek yerlerinin deprem açısından değerlendirilmesi yapılacaktır. Bu değerlendirmede ek yerlerinin kalıcı deformasyon yapabilme ve bu deformasyonlar sırasında enerji tüketme ve dayanım özellikleri açılarından yapılacaktır.

1- Şekil-55'de verilen ek yerinde üst panodaki ankrajlı bir donatı alt panodaki bir yuvaya girmekte ve ek yeri beton yada harç ile doldurulmaktadır. Bu tür ek yerlerinde yerinde dökme beton ile pano betonu arasında farklı rötreten dolayı betonlar arasında aderans zayıflayabilmektedir. Ayrıca alt panoya giren donatının ankraj edildiği yuvanın derinliğide önemlidir. Bu tür ek yerinde enerji tüketiminin fazla olamayacağı ileri sürülmektedir (Becker ve Shephard 1981). Bu tür ek yerlerinin oldukça yüksek kesme dayanımı olduğu deneysel olarak bulunmuştur. Doğal olarak pano boyunca çok sayıda (en az dört) üst pano donatısının ankraj edildiği yuva bulunmalıdır.

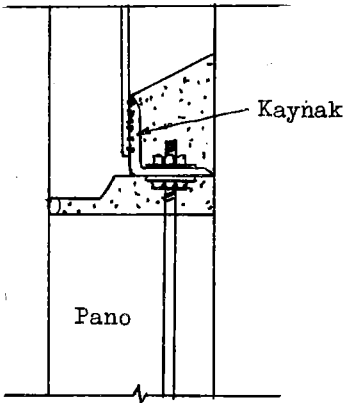
2- Şekil-56'daki ek yerinde bir önceki gibi oldukça yüksek dayanımlıdır. Ancak kalıcı deformasyon ile enerji tüketimi azdır. Köşebent kaynaklanması ve alt kat panosunun bu köşebente vidalı olması yüksek dayanımlı bir ek yerinin elde edilmesini sağlamaktadır. Ancak bulonlu donatının kesme dayanımının yitirilmesinden sonra yalnızca sürtünme sağlayacaktır (Becker ve Sheppard 1981).

3- Şekil-57'deki ek yerinde kesme dayanımı yalnızca sürtünme ile sağlanmaktadır. Donatılı kaynaklı yada bulonlu bir bağlantı olmaması nedeni ile hem kesme dayanımı hemde enerji tüketme bakımından çok zayıf bir ek yeridir. Ancak deprem bölgelerinin dışında yada tek katlı yapılarda kullanılabilir. Döşmeden duvarlara moment aktarımı çok kısıtlı olacaktır, üzerinde fazla düşey yük olmayan döşemelerde kullanılabilir.

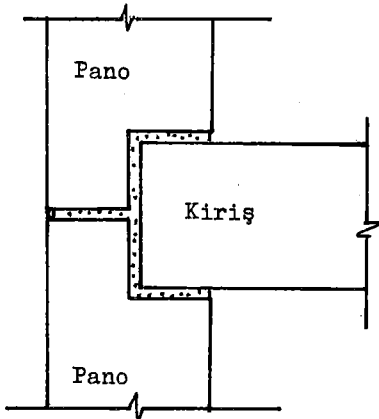
4- Şekil-58'de verilen bu bağlantı da enerji tüketimi bakımından çok zayıftır. Yatay kesme dayanımı yerinde dökme beton ile pano betonu arasındaki aderans ve sürtünmeye bağlıdır. Bu tür yapıların zayıf yatay ek yeri olan yapılar gibi davranması beklenmelidir.



Şekil-55



Şekil-56 Bulonlu Birleşim



Şekil- 57

Deprem açısından uygun değildir. Bir önceki bağlantıdan (Şekil-57) farklı yanı döşemenin duvarlara bir miktar daha fazla moment aktarabilecek güçte oluşudur.

5- Şekil-59'daki bağlantı da Şekil-57'ye göre biraz daha iyicedir. Ancak döşemenin duvara kaynaklı bağlantısı gevrek davranacaktır. Enerji tüketimi ve dayanım açısından deprem bakımından uygun değildir. Kesme dayanımı yalnızca betonlar arasındaki aderans ve sürtünmeye bağlıdır.

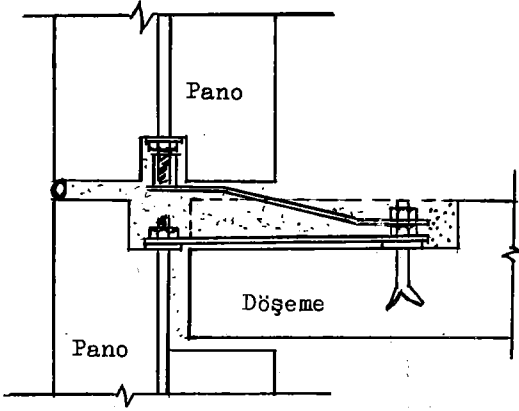
6- Şekil-60'da gösterilen bu ek yeri de deprem açısından uygun değildir. Şekil-57 ve 59'daki ek yerleri için söylenenler bu ek yeri için de geçerlidir.

7- Şekil-61'deki ek yerinde nisbeten yüksek kesme dayanımı vardır. Alt panoda üst panoya kadar uzanan kama donatısının kesme dayanımına katkısı vardır. Üst panonun somuna ve döşemeye oturan levhaya kaynaklı parçası yüksek dayanım sağlamaktadır. Enerji tüketme gücü sınırlı ve uygulaması zor ve zaman alıcıdır.

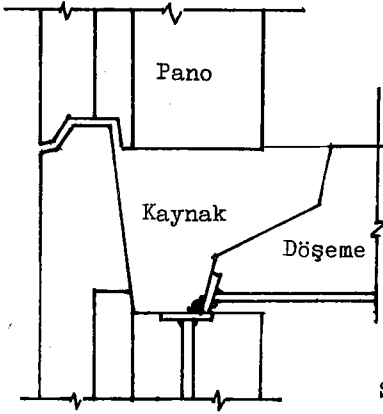
8- Şekil-62'deki ek yerinde panolardan gelen donatıların kaynaklı oluşu ve ek yerinin betonlanması, düşey donatılarda süreklilik sağlandığı için hem yüksek dayanımlı hemde oldukça sünek bir ek yeri oluşmaktadır. Kaynağın nitelikli yapılması halinde süneklik daha artacaktır.

9- Şekil-63'deki ek yerinde panoların arasında düşey kolonlar ve köşelerde tıpkı yerinde dökme betonarme yapılar gibi rijit ek yerleri oluşturulması ve panoların donatılarının yatayda kaynaklı olarak birbirlerine bağlanması dolayısı ile deprem bakımından çok uygun bir sistemdir. Yerinde dökme düktil betonarme perdeli yapıların deprem davranışına benzer davranış beklenir. Ancak yapımı masraflı ve zaman alıcıdır. Şiddetli depremlerin beklendiği yerlerde çok katlı prefabrik yapılar için uygundur.

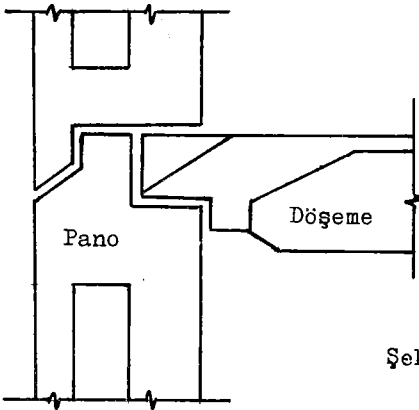
10- Şekil-64'deki ek yerinde düşey panoların bağlantısı döşeme panosunun bağlantısı kadar rijit değildir. Döşeme panosunun uçları moment alabilir. Ancak yatay ek yerinde her iki panoyu bağlayan düşey donatı enerji tüketimi açısından yeterli değildir. Şekil-57,58,59 ve 60'a göre daha iyi bir bağlantıdır. Depnem tehlikesi yüksek bölgelerde kullanılmamalıdır.



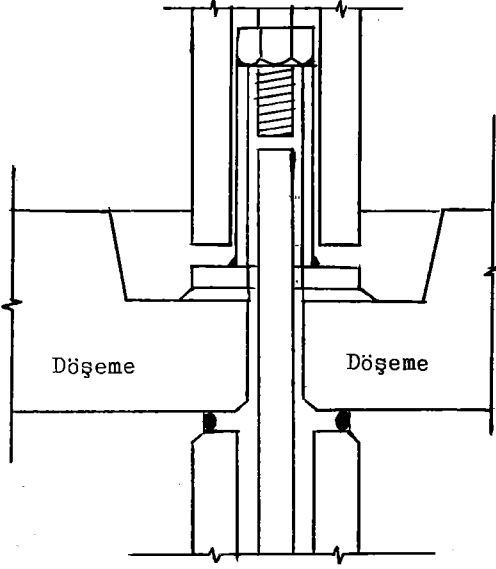
Şekil-58



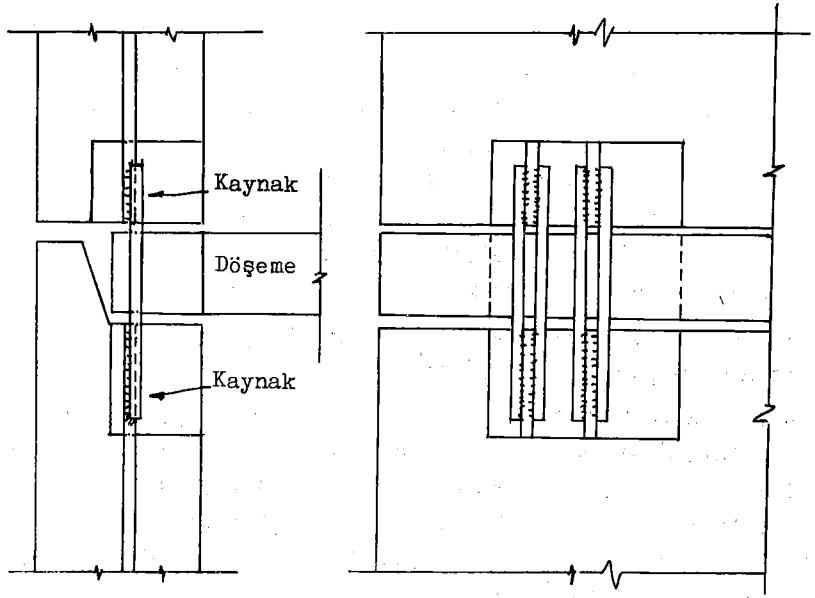
Şekil-59



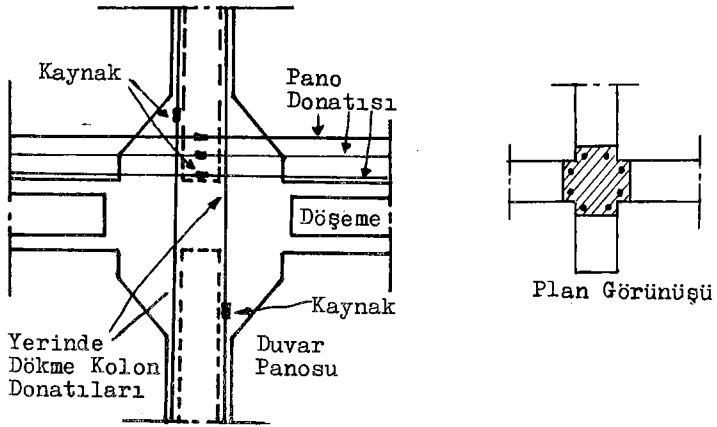
Şekil-60



Şekil-61



Şekil-62



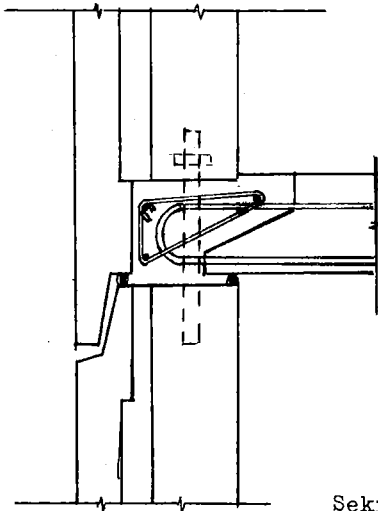
Şekil-63 Kolonlu Bağlantı.

11- Şekil-65'deki bu bağlantı yüksek ölçüde sünekliği ve enerji gücü olan bir ek yeridir. Ayrıca döşemeninde bir ölçüde sürekliliği sağlanmaktadır. Döşeme donatılarının kaynaklı olması daha iyidir. Ek yerinin yatay kesme dayanımı da yüksek olacaktır.

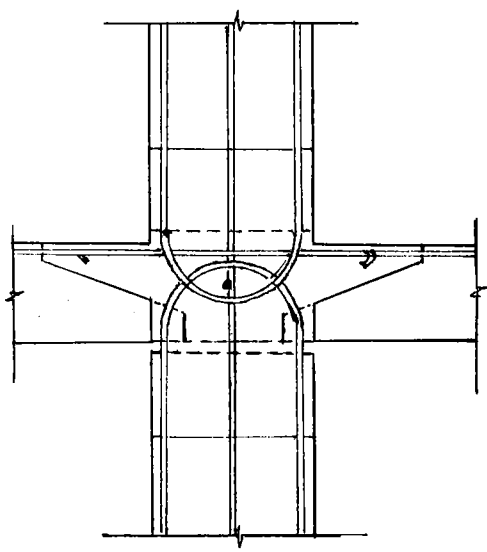
12- Şekil-66'daki ek yerleri Şekil-62'deki ek yerine benzer şekilde davranacaktır. Düşey panolardan gelen donatıların kaynaklanması zaman alıcıdır ve her zaman şantiyede yapılan kaynakların tam başarıyla olamadığı bilinmektedir. Bu nedenle bu tür kaynaklı ek yerlerinin Şekil-65'deki donatıları halkalı ek yerleri kadar sünek olmayacakları kaygusu vardır. Yüksek dayanımlı bir ek yeridir.

13- Şekil-67'deki panolar arasındaki düşey ek yerlerinin tümü deprem açısından uygun ek yerleridir.

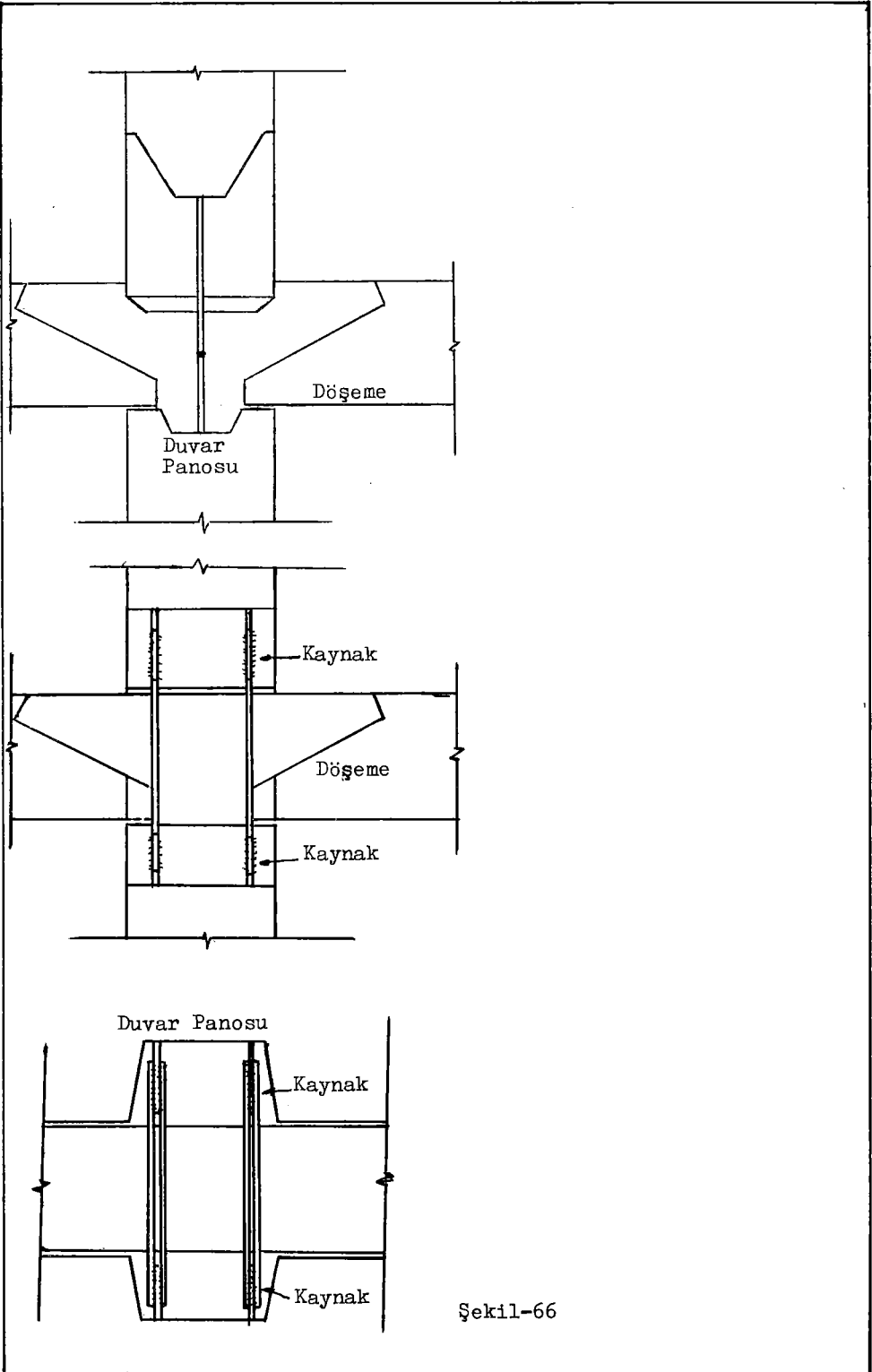
Yapılan gözlemler (Mueller 1981) Şekil-68a'da gösterilen yatay ek yerlerinin Şekil-68b'dekilere göre moment etkisine karşı daha iyi oldukları izlenimini vermektedir. Bilindiği gibi perde duvarlarda donatıların duvarların uç kısımlarında yığılmalarının duvarın moment taşıma kapasitesi ve sünekliğini önemli ölçüde artırdıkları bilinmektedir (Bak Bölüm 7.1).



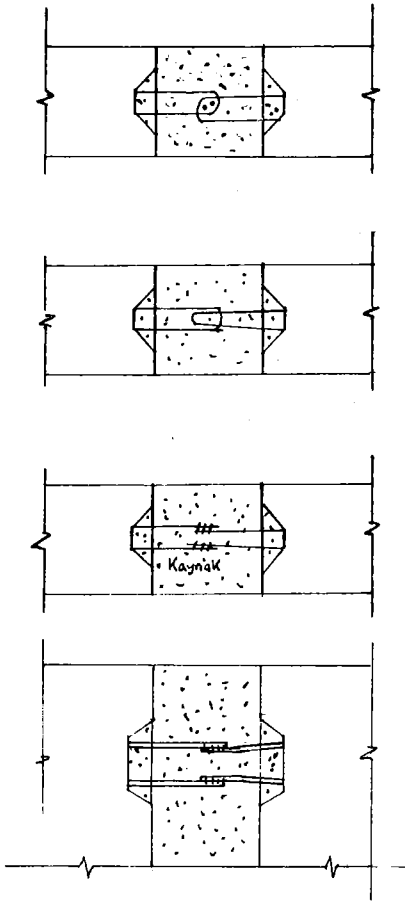
Şekil-64



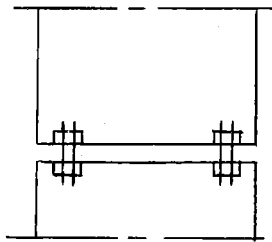
Şekil-65



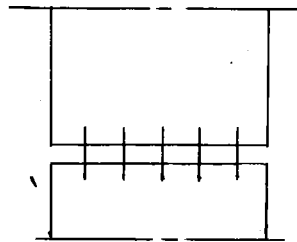
Şekil-66



Şekil-67



(a)



(b)

Şekil-68

8. PREFABRİKE ÇERÇEVE SİSTEMLİ YAPILARIN TASARIMI

Prefabrike çerçeve elemanlardan oluşan yapı sistemleri hazır kolon kiriş ve döşeme plaklarından oluşmaktadır. Bunlar çeşitli biçimlerde birbirlerine bağlanmaktadır. Bu tip yapılarda yatay kuvvetler prefabrik kolonlar tarafından taşınmaktadır. Kolonlar, kirişler ve döşeme birbirlerine bağlanmaktadır. Kiriş-kolon ek yerleri yerinde dökme betonarme yapılarda olduğu kadar rijit bir ek yeri oluşturamamaktadır. Kiriş-kolon ek yerlerinde yatay ve düşey kuvvet aktarma mekanizmaları ayrıntılı olarak ele alınmalı ve oluşabilecek kuvvetler ve etkiler gerçekçi bir biçimde düşünülmelidir.

Hazır prefabrike kolonların içlerine konulan donatı miktarı, beton basınç dayanımı ve boyutlarına göre betonarme hesap kurallarına göre hesaplanmış bir moment ve kesme kuvveti taşıma gücü vardır yada istenilen etkileri taşıyabilecek dayanımda yapılmaları mümkündür. Kiriş ve kolon gibi elemanların bu tasarlanmış taşıma güçlerine ulaşabilmeleri için kolon zemine yada alt ve üst kolonlarına ve kirişlere tasarlanan biçimlerde bağlanmış olmaları gerekir.

Prefabrike kolon elemanların uçlarından mafsallı olduğu ve yatay kuvvetler almayacakları varsayımı geçerli olmamaktadır. Ek yerleri ne türlü olursa olsun depremin başlangıcında bir miktar moment taşıyacaklardır. Bu başlangıç moment kapasitesi deprem sırasında olacak hasar ile giderek azalacaktır.

Bugün için depreme dayanıklı yerinde dökme betonarme yapıların taşıyıcı sistemlerinin mutlaka perde duvarlı çerçevesel bir yapı taşıyıcı sistemin olması gerektiği kabul edilmektedir (Fintel 1974). Prefabrike yapılara göre daha rijit ek yerleri olan yerinde dökme betonarme yapılarda bir miktar perde duvar bulunması gereği karşısında aynı yaklaşımın prefabrike çerçevesel yapılarda da perde duvarların zorunlu olmasını gerektirmektedir. Öte yandan prefabrike çerçevesel sistemlerin yatay yükleri taşımadaki yetersizlikleri karşısında hazır kolonların yalnızca düşey yük taşımaları ve depremlerde gelen yatay yükleri taşıyacak perdelerin bulunmasına dayanan yapı sistemleri geliştirilmiştir.

Çerçeveseli sistemlerde bir diğer önemli konu çerçeve sistemlerde döşeme plağının rijitliğidir. Prefabrike çerçeveseli yapılarda döşemeler çoğu halde hazır plakların birbirlerine bağlanması ile yapılmaktadır. Klasik betonarme yapılarda çok rijit olan döşeme kiriş sistemine bağlı olan perde ve kolon gibi düşey elemanlar, bir bütün olarak yatay öteleme yapan döşeme ile birbirlerine bağlanırlar ve rijitlikleri ile orantılı olarak yatay kuvvetlerden pay alırlar. Kolon ve perdelerine gelen yatay kuvvetlerin dağılımında döşemenin rijitliğinin etkisi büyüktür. Döşeme sistemlerinin rölatif rijitlikleri konusunda yapılan deneyler Bölüm 4.4'de verilmektedir. Örneğin normal betonarme yapılarda kirişsiz asmolen blok dolgulu döşemeler kirişli plak döşemelere göre daha az rijittir ve bu tip döşemeleri olan betonarme yapılarda, yatay kuvvetler düşey elemanlara rijitlikleri ile orantılı olarak dağılmayabilir. Hazır plakların çeşitli şekillerde birbirine bağlanmasından oluşan bir prefabrike döşeme sisteminde, bütün kat döşemesinin kendi düzleminde rijit olmaması nedeni ile yatay kuvvetlerin düşey elemanlara yada bir merkezi deprem perdesine aktarılması işlemi gerçekleşmeyebilir, yada böyle bir sistemde döşemenin çok rijit olması ile bütün yatay yükün perde tarafından alınması ve perdenin bu yatay kuvvetler altında yapacağı öteleme bir bakıma aynı ötelemelerin bu döşeme sistemine bağlı mafsallı da olsa kolonlara aktarılması sonucunu doğuracaktır. Bu ötelemenin kolonun öteleme kapasitesinden büyük olma ihtimali de vardır.

8.1 Çerçevelerin Ek Yerlerindeki Kuvvet Aktarma Mekanizmaları

Bubölümde çeşitli tip kolon-kolon ve kolon-kiriş bağlantı noktalarında kuvvet aktarım düzeninin nasıl olduğu incelenecektir. Doğal olarak burada söz edilmeyen başka bağlama biçimleri olabilir. Bunların benzer yaklaşımlarla irdelenmesi yapılabilir. Değişik ek yeri biçimlerinin deneysel olarak kontrolü mutlaka yapılmalıdır ve analitik modellemelerin geçerliliği kontrol edilmelidir

8.1.1 Temel Bağlantısı

Çerçeveseli yapıların kolonları çoğunlukla 'sandık' şeklindeki hazır temel pabuçlarına oturmaktadır(Şekil-69). Burada yatay kuvvetin bir bölümü sürtünme ile alınmaktadır. Diğeri ise kolonun içine girdiği

yuvanın çevresinin kesme dayanımı tarafından karşılanmaktadır. Kolondaki eğilme momenti ise kolon temel yuvası çevresinde eğilme etkileri yaratmaktadır. Şekil-70'de kolondaki momentten dolayı temel sandığının çevresinde oluşan beton gerilmeleri verilmektedir. T_1 ve T_2 kuvvetleri sandığın çeperinin tabanında eğilme momentleri oluşturmaktadır. Temel sandığının kenar duvarları oluşan yatay kuvvet H 'yi taşıyabilecek güçte olmalıdır. Kolona gelen moment M ve kesme kuvveti kolonun içindeki donatı beton kalitesi ve kolon boyutlarından gidilerek taşıma gücü yöntemi ile hesaplanmalıdır. Diğer bir deyişle kolonun moment ve kesme kuvveti taşıma gücüne ulaşılmadan önce sömel kenar duvarlarının kesme kuvveti ve moment taşıma gücünün aşılmamasını sağlayan ayrıntılar gerçekleştirilmelidir.

Aynı şekilde sömelin kendisinin yükleri zemine aktaracak taşıma gücünde olması, kesme yada eğilmeden dolayı kırılma ihtimali olmalıdır. Sömelin hesabı normal betonarme münferit sömel hesabı gibi yapılabilir. Şekil-71.

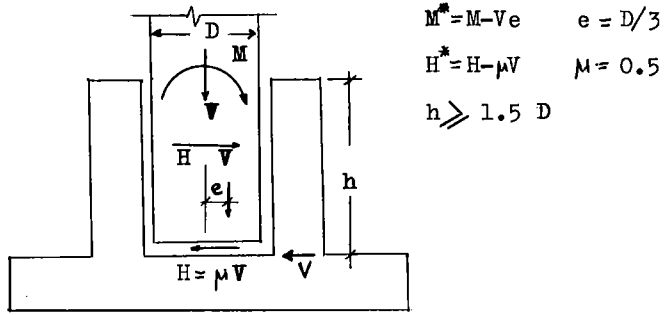
Genellikle bu tip bir sömel en çok uygulanan sömel biçimi olmaktadır. Kolonun içine girdiği sandığın derinliğinin kolonun en büyük en kesit boyutunun 1.5 katı yada daha fazla olması gerekli görülmektedir. (Dowrick 1977). Ancak bu durumda kolonun zemine ankastre olduğundan söz edilebilir.

8.1.2 Kolon-Kolon Bağlantıları

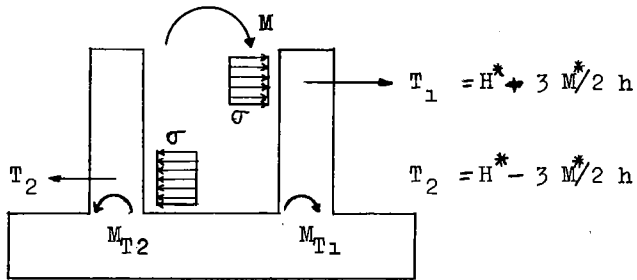
Bu tip bağlantılara birkaç örnek Şekil-72'de gösterilmektedir.

Genellikle kolon-kiriş ek yerleri rijit olarak hazırlanmış üç boyutlu elemanlardan oluşan çerçeve sistemlerinde kolonlar birbirlerine kat ortalarından momentin en küçük olduğu yerlerde mafsallı olarak geçmeli yapılmaktadır. Bu bağlantının bazen olabildiğince rijit olması için kaynaklı yada betonlu olarak yapıldığı da olur.

Bu bağlantının kaynaklı olduğu yerlerde kolonun tek parça olmasını sağlayacak biçimde kaynak yapmak gerekmektedir. Yada yapılan kaynaklı birleşimin ne ölçüde rijit olduğu deneylerle tahkik edilmelidir. Diğer bir deyişle ek yerinin moment aktarma, kesme kuvveti taşıma

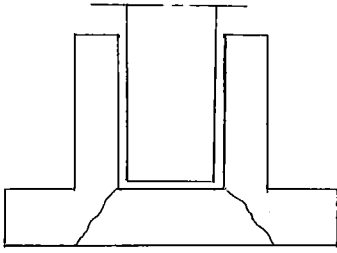


Şekil-69 Sandık Temel İçinde Oluşan Kuvvetler

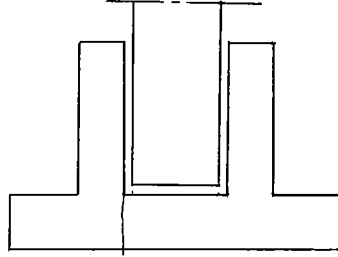


$$\sigma = \frac{H^*}{b} h \pm 6 \frac{M^*}{b} h^2$$

Şekil-70 Sandık Kenarlarında Oluşan Kuvvetler

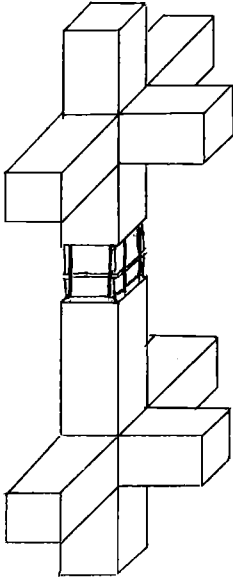


Kritik Kesme Kuvvetleri
Düzlemi



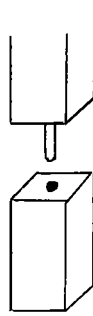
Kritik Moment Düzlemi

Şekil-71 Sandık Temellerin Kritik
Noktaları



Betonarme Demirli
(Kaynaklı)

Ⓐ



Kamalı

Ⓑ



Lama
Kaynaklı

Ⓒ

Şekil- 72 Değişik Kolon-Kolon Birleşim Yeri
Tipleri

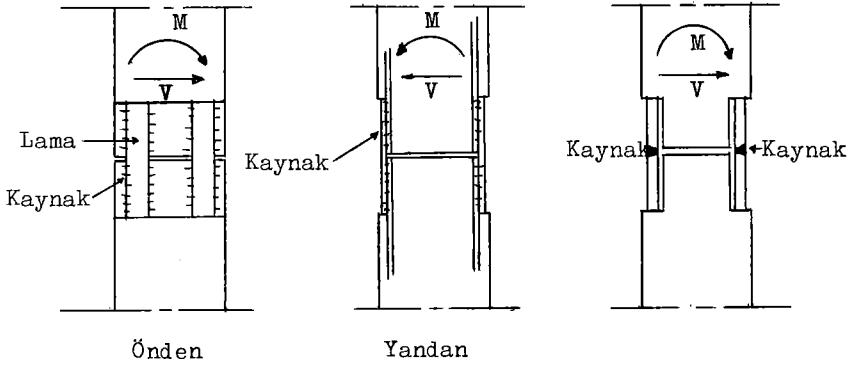
gücü hesaplanmalıdır. Şekil-73'de kaynaklı bir kolon-kolon birleşim yerinde oluşacak kaynağa gelen kuvvetler verilmektedir. Kaynak momente ve kesme kuvvetine maruz kalacaktır.

Şekil-74'deki gibi bir ek yerinde iki kolonu birbirine bağlayan kama genellikle profilden, U yada I, oluşmaktadır. Bu tür bir ek yerinde kesme kuvveti tahkiki yapılmalıdır. Ayrıca profillerin betona gömülme derinliği de deneysel olarak tahkik edilmelidir. Bu tür ek yerleri üzerinde Penelis (1984) tarafından deneyler yapılmıştır (Bak Şekil-29b). Sonuç olarak I profili ile yapılan bağlantının en iyisi olduğu sonucuna varılmıştır.

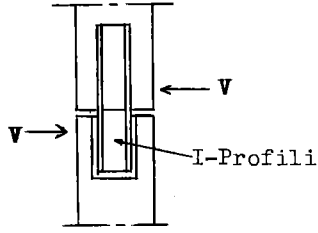
Her türlü kolon-kolon bağlantılarının dayanımlarının deneysel olarak incelendikten sonra uygulanmasında yarar vardır. Çünkü bu tür kamalı bağlantıların davranışları ve dayanımlarının analitik yöntemlerle çıkarılması gerçekçi olmamaktadır. Analitik yöntemler ancak çok sayıda deneysel ver olduktan sonra çıkarılabilir.

8.1.3 Kolon-Kiriş Bağlantıları

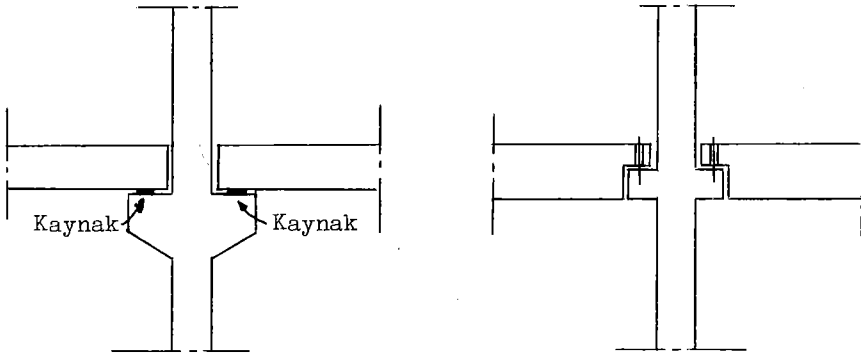
Kolon-Kiriş bağlantıları da değişik biçimlerde yapılmaktadır, Bunlar-bazılarında kolona konulmuş kısa konsollardan yararlanılmaktadır. Kısa konsollu da olsa bu bağlantıları mafsallı olarak kabul etmekte yarar vardır. En azından bu tür bir ek yerinin deneysel davranışı çıkarılmamış ise. Şekil-75'de iki değişik kolon-kiriş bağlantısı verilmektedir. Bu bağlantıların sadece sürtünmeye dayanılarak yük taşımaları deprem açısından uygun değildir; geçmeli, kaynaklı olmaları daha doğrudur. Şekil-76'da bu tür bir ek yerinde deprem yükleri altında oluşan kuvvetler gösterilmektedir. Kama donatısında kesme kuvvetleri (V) oluşurken, giriş betonu ile kolon betonu arasında bir sürtünme kuvveti oluşmaktadır; bu $=\mu W/2$ 'ye eşittir. Burada W girişden gelen düşey yükür. μ ise sürtünme katsayısıdır ve 0.5 civarında olabilir. Bir diğer kuvvet alt yüzeydeki betonun ezilme dayanımıdır.



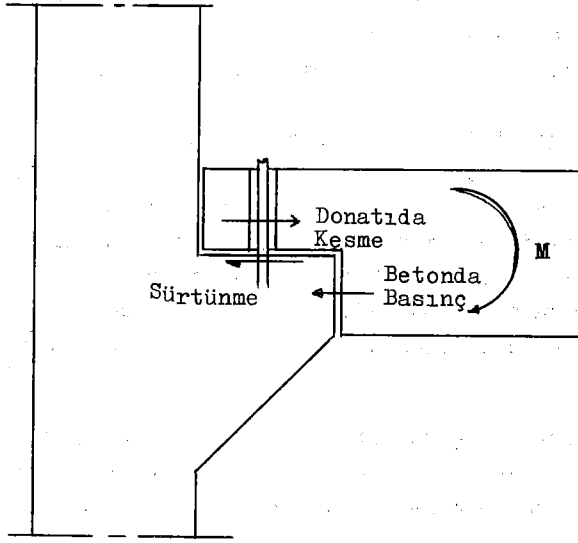
Şekil-73 Kaynaklı Kolon-Kolon Ek Yerinde Etkiyen Kuvvetler



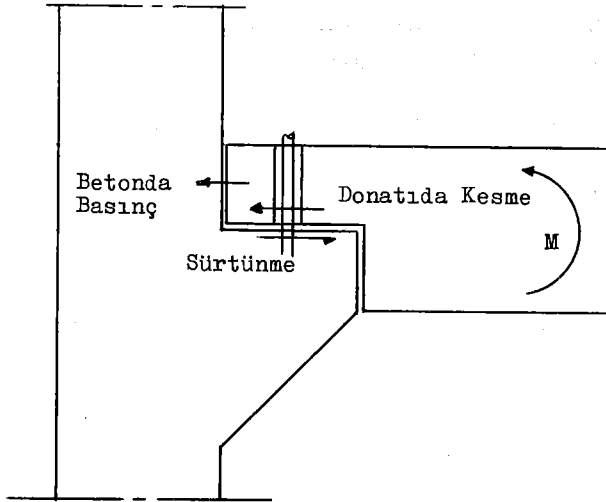
Şekil-74 Profil Kamalı Ek Yeri



Şekil-75 Kısa Konsollu Kolon-Kiriş Bağlantıları



Şekil-76 Kolon-Kiriş Ek Yerinde Oluşan Etkiler



Şekil-77 Kolon-Kiriş Ek Yerinde Oluşan Etkiler

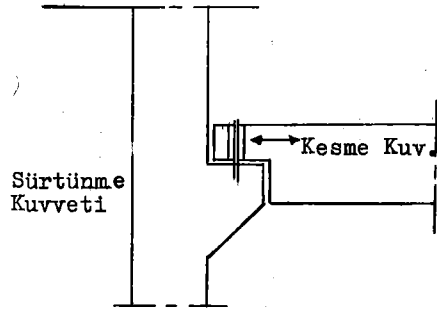
Kirişin donatısı ve boyutlarının ek yerinde oluşacak ve yönü de değişecek eğilme momentini taşıyabilecek güçte olmalıdır. Ayrıca momentin yönü değiştiği zaman ek yerinde olan iç kuvvet dağılımında dikkate alınması gerekir (Şekil-77). En uygun çözüm analitik yaklaşımlarla bulunan ek yeri kapasitesinin deneysel olarak kontrolü ve analitik modelin gerçekliğinin saptanmasıdır.

Bu cins ek yerleri genellikle rijit ile mafsalı ek yeri arasında bir konumda olmaktadır. Ek yerinin tam bir mafsal olduğu kabul edilmesi durumunda da kirişin ek yerinden kopup düşmemesi için kama demirinin kesme dayanımı ve beton yüzeyler arasındaki sürtünme kullanılacaktır. Şekil-78. Kolon-kiriş bağlantılarının mafsalı olduğu kabulü eğer yapıda yatay yüklerin tümünü alacak olan perde duvarlar bulunuyorsa geçerli olabilir. Yoksa yapının yatay stabilitesi olmayacaktır.

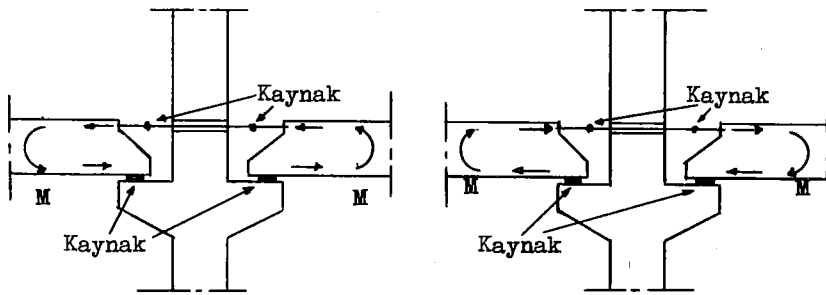
Orta aks kolonlarındaki iç kuvvetler analizine bir örnek Şekil-79 da verilmektedir. Kaynaklı olan bu ek yerinde kirişin moment kapasitesine erişildiği zaman oluşan çubuk kuvvetlerinin kirişin üst tarafındaki kaynaklı donatılar ile kirişin alt yüzündeki kaynak tarafından taşınabildiğinin gösterilmesi gerekir. Ayrıca hem üst donatının hemde alt taraftaki kaynağın kiriş ve kolon betonları içinde yeterli bir şekilde ankraj edilmiş olduğu kontrol edilmelidir. Kısa konsollu ek yerlerinde kısa konsolların da kirişlerden gelen düşey yükleri taşıdıklarının gösterilmesi gerekir. Kaynakların şantiye koşullarında güvenli bir şekilde yapılmaları konusunda her zaman kuşku olmakta yarar vardır. Bu nedenle kaynakların kapasite hesaplarında en az 1.2 gibi bir azaltma faktörünün kullanılmasında yarar vardır. Şekil-99 'daki gibi bağlantılarda betonun ezilme dayanımı, kama demirinin çifte kesme altında olduğu dikkate alınmalıdır.

8.2 Kısa Konsollar

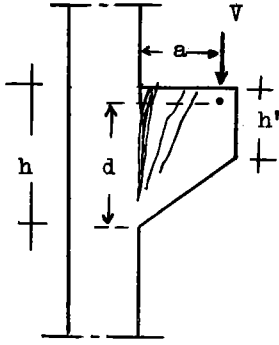
Kısa konsollarda olabilecek hasar türleri Şekil-80'de verilmektedir; Eğer $0.5 \ll a/d \ll 1.0$ ise kısa konsolun kolona birleşim yerinde başlayan eğilmeden çekme kırılması oluşmaktadır (Şekil-80a). Eğer $a/d \ll 0.5$ ise diğer bir değişle konsol çıkma kısa ise yada çıkmanın derinliği çok ise sürtünme kayma kırılması oluşmaktadır (Şekil-80c). Eğilme çekme çatlaklarının olmasından sonra da diyagonal yarılmalar



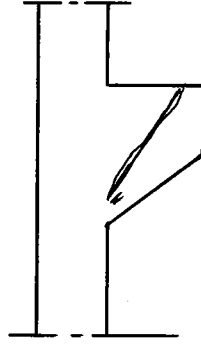
Şekil-78 Mafsallı Kolon-kiriş Ek Yeri



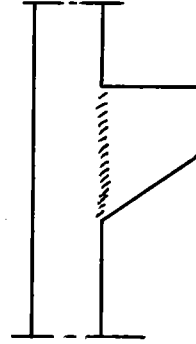
Şekil-79 İç Aks Kolon-Kiriş Birleşiminde Oluşan Etkiler



$0.5 \leq a/d \leq 1.0$
Eğilmeden Çekme
Kırılması

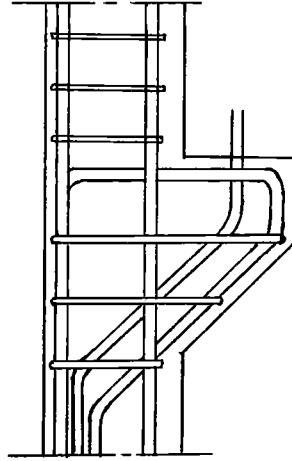
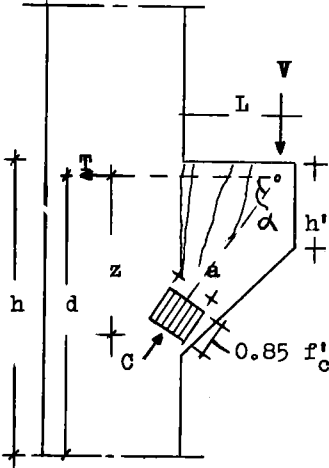


Diyagonal Yarılma
Eğilmeden Çekme
Çatlaklarından Sonra
Olur



Sürtünme Kayma
Kırılması
 $a/d \leq 0.5$

Şekil-80 Kısa Konsolların Kırılma Biçimleri



Şekil-81 Kısa Konsollarda İç Kuvvetler ve Donatı Yerleştirme Biçimi

olmaktadır. Kısa konsola konulacak donatıların muhtemel çatlak olacak yerlere dik gelecek şekilde yerleştirilmesi gerekir. Şekil-81'de kısa konsollarda oluşacak iç kuvvetler ve donatı yerleştirme biçimi verilmektedir. Kısa konsollarda oluşan kuvvetlerin denge denklemi aşağıdaki gibidir:

$$C = 0.85 a b f'_c = T / \cos \alpha \quad A_s f_y / \cos \alpha = V / \sin \alpha \quad (44)$$

Burada a beton basınç bloğunun genişliği; b kısa konsolun eni; f'_c beton basınç dayanımı; T çekme kuvveti; f_y çekme donatısının akma gerilmesi; V konsola gelen düşey yük; A_s çekme donatısının alanıdır. Burada $a = A_s / (0.85 b \cos \alpha) \cdot (f_y / f'_c)$ olurken $z = d - a / (2 \cos \alpha)$ ve $\tan \alpha = z / L$ 'ye eşittir. Bu durumda $A_s = (V L) / (z f_y)$ olmaktadır. Enine donatı A_{sh} çekme donatısı A_s 'nin % 25'i kadar olacaktır (Park ve Paulay 1977).

Kesme kontrolü için

$$v_u = (6.5 \sim 5.1) \sqrt{N_u / V_u} (1 - L / 2d) \left[1 - (64 + 160 \sqrt{(N_u / V_u)^3})^{1/2} \right] \cdot 0.265 \sqrt{f'_c} \quad (45)$$

Burada $L/D \ll 1$; $d \ll 2h$; $0.5 \ll A_{sh} / A_s \ll 1.0$ ve $0.04 \ll p (f'_y / f'_c) \ll 0.13$ ve $N_u / V_u \geq 0.2$ olmalıdır.

Mesnet kayıcı ise

$$V_u = 6.5 (1 - L / 2d) (1 + 64 p_v) 0.265 \sqrt{f'_c} \quad (46)$$

olarak hesaplanır $p_v = (A_s - A_{sh}) / bd$ olup $\leq 0.2 f'_c / f_y$ olmalıdır. Eğer $L/d < 0.5$ ise bu durumda kesme sürtünmesi yöntemi kullanılmalıdır:

μ sürtünme katsayısıdır.

$$V_{uf} = \mu V_p f_y \quad (47)$$

Yada

$$V_{uf} = 14 + 0.8 (p_v f_y - N/A_g) \leq 0.3 f'_c \quad (48)$$

Bu durumda izin verilen maksimum kesme gerilmesi

$$0.86 \sqrt{f'_c} \leq v_u \leq \begin{bmatrix} 4.6 / f'_c \\ 0.2 f'_c \\ 56 \end{bmatrix} \text{ kg/cm}^2$$

Olur. Pek çok durumda $v_u = 0.265 \sqrt{f'_c}$ en küçük kısa konsol boyutu için en uygununu verir.

8.3 Değişik Bağlantı Sistemlerinin Deprem Açısından Değerlendirilmesi

Bu bölümde değişik tip kolon-kolon, kolon-temel ve kolon-kiriş bağlantılarının deprem açısından değerlendirilmesi yapılacaktır.

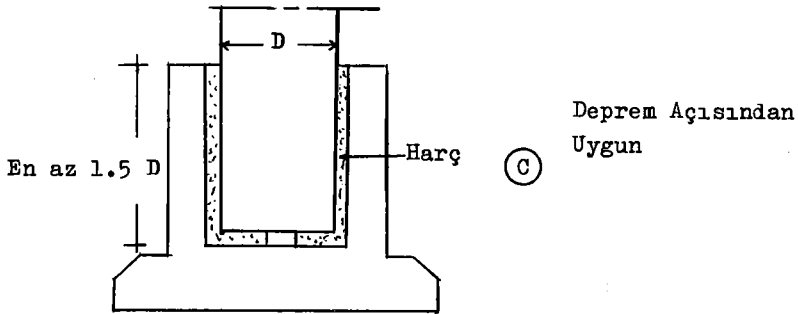
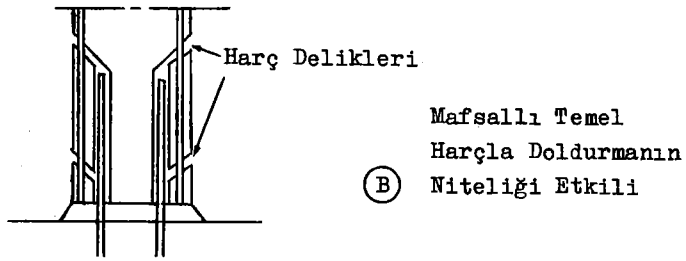
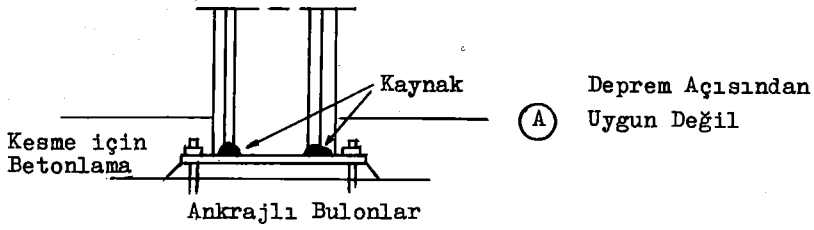
Temel Bağlantıları

Şekil-82'de değişik temel bağlantıları verilmektedir. Şekil-82a'daki bağlantıda zemine ankrajlı bir çelik levhaya kolon boyuna donatıları kaynaklanmaktadır. Her zamanki gibi şantiye kaynağının etkinlik derecesine tam olarak güvenilemez; üstelik temel levhasının moment taşıma gücü de kuşkuludur. Plakanın rijit kalması güç olacaktır. Bu tür bir kolon-temel bağlantısının deprem bölgelerinde ancak yatay yük almayan çerçevelerde kullanılması düşünülebilir. Şekil-82b'deki bağlantıda temele ankrajlı filizler kolondaki yuvalara girmekte ve sonra bu yuvalar basınç altında harçla doldurulmaktadır. Burada farklı zamanlarda dökülmüş betonların aderansı söz konusudur. Betonun rötire olayı nedeni ile tam aderans sağlanamayabilir. Bu tür ek yerinin mafsallı olarak nitelenmesi daha gerçekçi olacaktır. Şekil-82c'de verilen sandıklı temele kolonun oturması biçimindeki temel-kolon bağlantısının deprem bakımından en uygun olduğu kabul edilmektedir (Dowrick 1977). Şekil-83'de verilen temel-kolon bağlantısı da Şekil-82c'deki gibi iyi bir bağlantıdır.

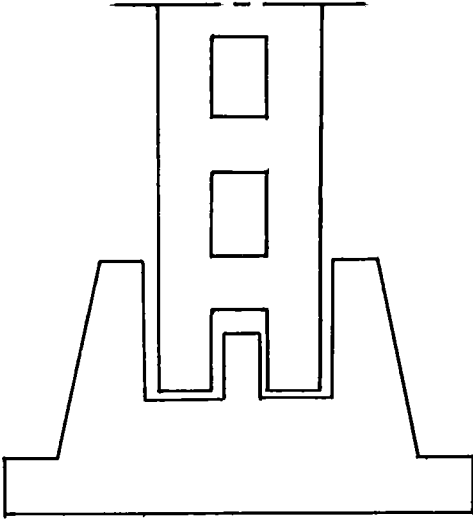
Kolon-Kolon Bağlantıları

Kolon-kolon bağlantıları mafsalla yada rijit olacak şekilde tasarlanmaktadır. Bütün prefabrike yapı elemanları için zorunlu görülen deneylerle ek yerinin taşıma gücü kapasitesi ve davranış biçiminin, diğer bir deyişle sünekmi gevrekmi, tesbiti yapılmadan ancak niteliksel yorumlar yapılabilir. Deneysel değerlendirmeler analitik modellemelere veri sağladıklarından mutlaka yapılmalıdır.

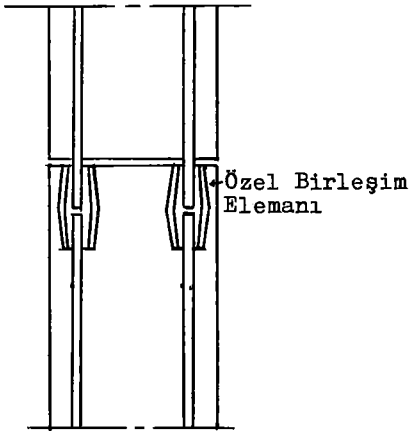
Şekil-84'de verilen kolon-kolon bağlantısı Şekil-74'de verilen profilli bağlantı gibi mafsallı bir bağlantıdır. Oldukça yüksek kesme dayanımı olabilir (Becker ve Sheppard 1981). İçi çentikli özel birleşim parçasının içine rötresi az ve çabuk sertleşen harç konulmaktadır. Çekme deneyleri sonucu ek yerindeki kırılmaların eklenen donatıların akması sonucu olduğu gözlenmiştir.



Şekil-82 Kolon-Temel Bağlantıları



Şekil-83 Sandıklı Temel-Kolon Bağlantısı



İç Yüzeyi Çentikli
Özel Birleşim
Elemanı, İçi harçla
dolduruluyor.

Şekil-84 Kolon-Kolon Bağlantısı

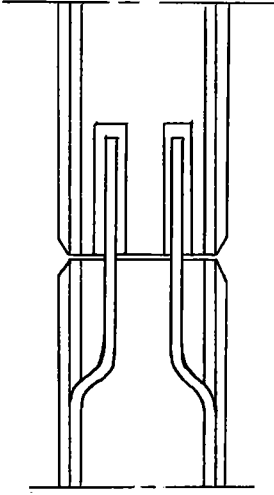
Şekil-85'de verilen ek yerinde oldukça yüksek kesme dayanımı vardır. Burada donatıların aderans boyları kadar betonun içine girmeleri gerekir. Moment taşıma gücü sınırlıdır. Sadece kesme kuvveti taşıyan mafsallı bir ek yeri olarak kolon ortalarında yapılan ek yerleri için uygundur.

Şekil-86'daki ek yerinde moment taşınabilir. Donatıların yine aderans boyları kadar birbirlerine bindirilmeleri ve sonradan dıştan betonlanmaları ile monolitikleştirme öngörülmektedir. İşçilik ve zaman alıcı bir uygulamadır.

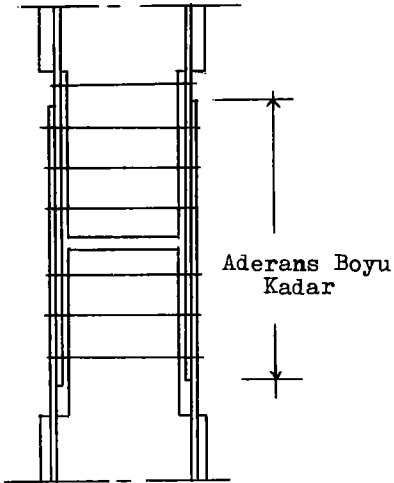
Şekil-87'de verilen kolon donatılarının kaynaklanması, yada ek yerinde kolon uçlarındaki metal levhaların lamalarla birbirlerine kaynaklanması şeklindeki bu ek yerlerinin moment taşıyabilmeleri tasarımıda kaynak miktar ve biçiminin bu durum göz önüne alınarak seçilmiş olmasına bağlıdır. Doğal olarak şantiye kaynağının etkinliğinin kısıtlı olabileceği de kaynak boyutları tasarımıda bir kapasite azaltma faktörü ile dikkate alınmalıdır. Kaynaklı olduğu için sünek bir bağlantı değildir.

Şekil-88'de gösterilen kolon-kolon ve kolon-kiriş bağlantısı deprem açısından uygun değildir. Bulonlu bir bağlantı gevrek bir bağlantıdır. Üstelik kolonun ucunda depremden gelen momentlerin en büyük olduğu bir yerde yapılmaktadır. Bulonların bağlandığı çelik plakaların moment altında bükülmeleri bağlantının zayıflamasına yol açacaktır.

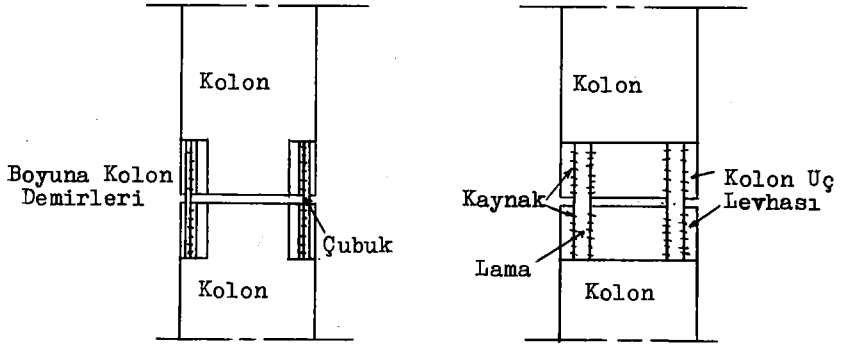
Şekil-89'da verilen kolon-kolon bağlantısı da deprem bakımından uygun görünmemektedir. Burada içi boş hazır kolonlara birleşim yerinde konulan donatı ve içlerinin betonla doldurulması ile ek yeri oluşturulmaktadır. Buradaki donatı yüzer bir donatıdır. Mafsallı bir ek yeri oluşmaktadır. Bu tür bir çerçeve sisteminin uçları mafsallı çerçeveler olarak tasarlanması gerekir. Ek yeri depremden gelecek momentin en yüksek olacağı yerde yapılmaktadır. Kiriş-Kolon bağlantısı sürekli donatısı olan ve betonlama ile rijitleştirilmiş ve enerji tüketebilecek güçtedir.



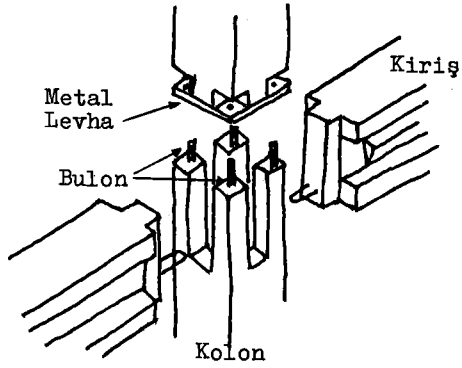
Şekil-85 Kolon-Kolon Birleşimi, Mafsallı



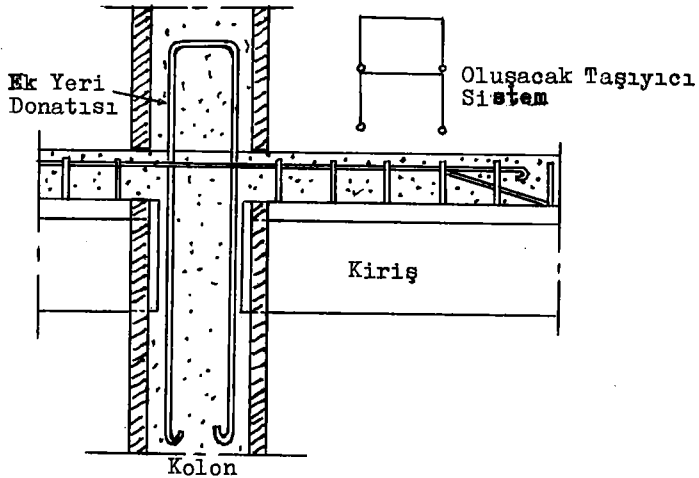
Şekil-86 Sonradan Betonlanacak Rijitleştirilmiş Kolon-Kolon Birleşimi



Şekil-87 Kaynaklı Kolon-kolon Birleşimi



Şekil-88 Bulonlu Kolon-Kolon Birleşimi



Şekil-89 Kolon-Kolon ve Kolon Kiriş Bağlantısı

Kiriş-Kolon Birleşimleri

Şekil-90'da verilen giriş-kolon birleşiminde girişin üst donatısının kaynaklı olarak bağlandığı yarı rijit bir ek yeri görünümündedir. Üst donatısının küt kaynaklı olarak bağlandığı donatının kolonun içinde yeterli boyda ankraji çok önemlidir. Aynı şekilde girişin alttan kaynaklandığı levhaların kolon ve giriş betonunda iyi ankraj edilmiş olması gerekir.

Şekil-91'deki bağlantı ise girişin bütün donatıları kolona kaynaklandığı ve kaynak bölgesi betonlandığı için monolitik bir ek yerine çok yakın bir davranış gösterecektir. Donatılarının kolonda çok iyi ankraji gerekir. Çerçevesel prefabrik yapılar da deprem açısından en uygun bir kolon-giriş ek yeridir.

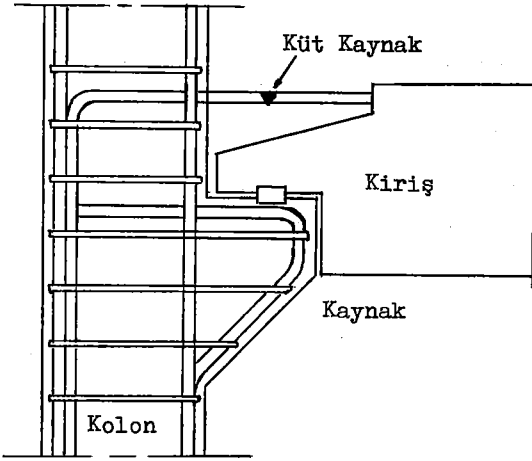
Şekil-92'deki ek yeri Şekil-91'e benzemektedir. Ancak giriş donatılarında süreklilik yoktur ve bir önceki bağlantıya göre daha zayıf ve daha az rijit görünmektedir. Köşe kaynakların küt kaynaklara göre daha zayıf olmaları da bir dezavantajdır.

Şekil-93'deki ek yeri mafsallı bir ek yeridir. Girişin içine giren kama donatısının kesme dayanımının girişe gelen eksenel yükü taşıma da yeterli olması gerekir. Şekil-94'deki yine mafsallı olan ek yerinin bir miktar daha fazla kesme dayanımı olacaktır. Buradaki beton takozun sağlayacağı kesme dayanımı hesaplarda dikkate alınmamış bir yedek güç olarak düşünülmelidir.

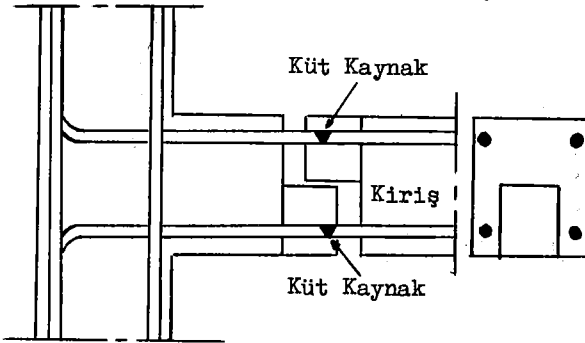
Şekil-95'deki ek yerinde giriş donatısına son gerilme verilmektedir. Bu bakımdan bir miktar moment taşıma gücü, yarı rijit, bulunmaktadır.

Şekil-96'daki ek yeri mafsallı bir ek yeridir. Yüksek dayanımlı olması için bulonların kesme dayanımı çerçeve elemanında oluşabilecek en büyük çubuk kuvvetlerinden fazla olmalıdır.

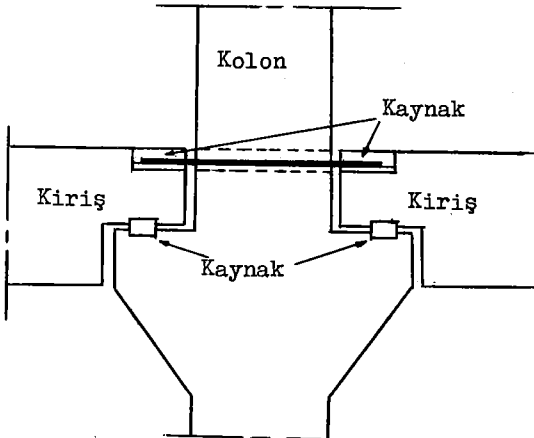
Şekil-97'deki hazır girişler kolona altlarından kaynaklandıktan sonra, girişlerden gelen çubuklar birbirlerine kaynaklanıp ek yeri betonlanmaktadır. Böylece bir giriş sürekliliği oluşmaktadır. Ancak oluşan sürekli girişin kolona oturuş ve bağlantı şekli 'kayıcı' mesnet tipi bir oturmaya daha çok benzemektedir. Süreklileştirilmiş girişin kolona bağlantısının güçlendirilmesi gerekir.



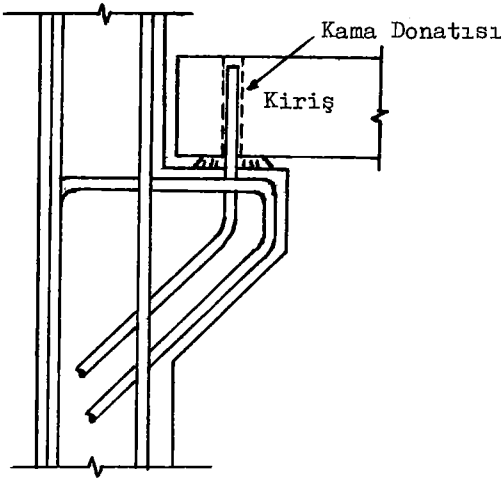
Şekil-90 Kolon-Kiriş Birleşimi, Kaynaklı Donatının Kolondaki Aderans Boyuna Dikkat!



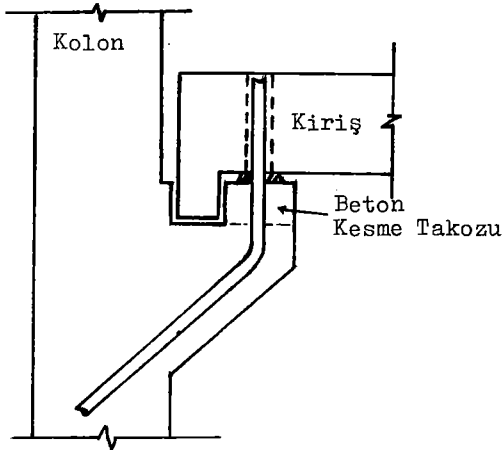
Şekil-91 Kolon Kiriş Birleşimi. Tam Monolitikliğe Çok Yakın



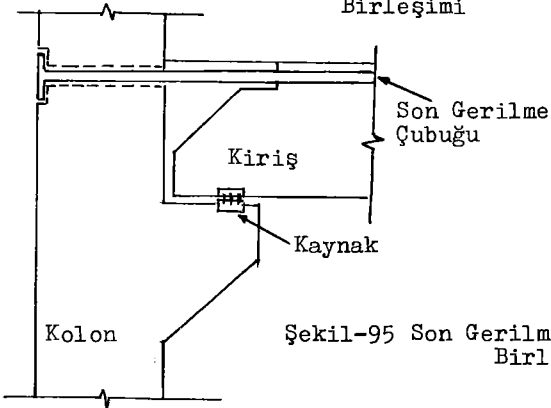
Şekil-92 Kolon-Kiriş Birleşimi



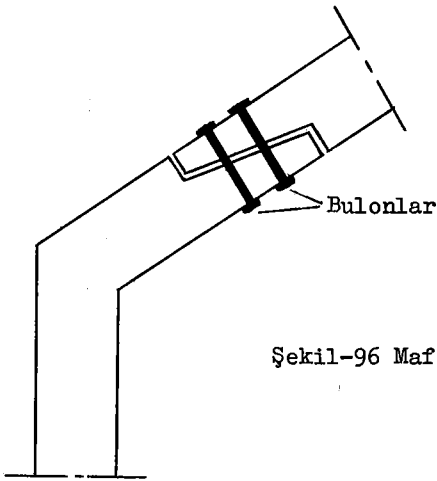
Şekil-93 Mafsallı Kolon-Kiriş Birleşimi



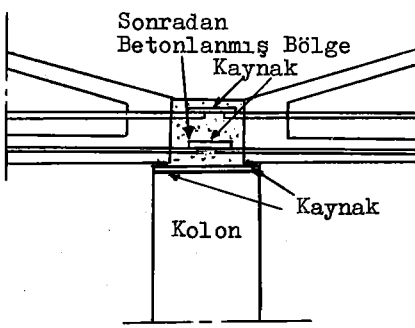
Şekil-94 Mafsallı Kolon-Kiriş Birleşimi



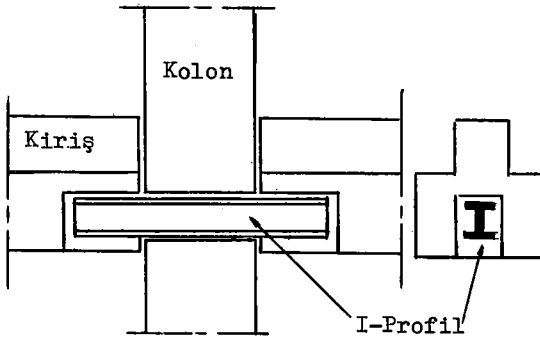
Şekil-95 Son Gerilmeli Biri Kolon-Kiriş Birleşimi



Şekil-96 Mafsallı Bir Kolon-Kiriş Birleşimi



Şekil-97 Kaynakla Süreklilik Sağlanmış Kirişlerle Kolonun Zayıf Bağlantısı



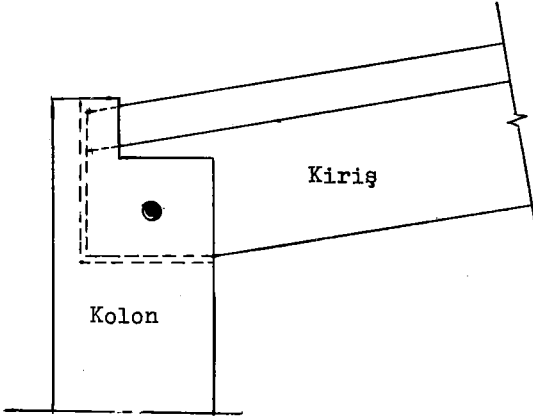
Şekil-98 Mafsallı Zayıf Bir Kolon-Kiriş Bağlantısı

Şekil-98'deki bağlantı çok zayıftır. Deprem açısından hiç uygun olmayan bir bağlantıdır. Kirişlerden yalnızca düşey yük aktarılabilir. Deprem bölgesinde kullanımı sakıncalıdır. Kirişlerin profile bir şekilde kaynaklanması ile bir miktar iyileştirme yapılabilir.

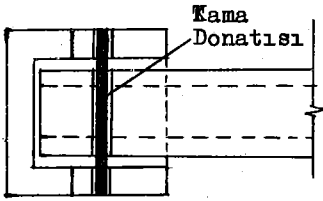
Şekil-99'daki ek yerleri mafsallıdır. Buradaki donatılar çifte kesme etkisi altındadır. Kama donatılarının kesme dayanımlarının kirişlerde oluşabilecek en büyük çubuk kuvvetlerini taşıyabilecek güçte olmaları gerekir. Ayrıca kamaları taşıyan betonların boyutlarının kamalardan gelen ezilme gerilmelerini taşıyabilecek güçte olmaları sağlanmalıdır.

Şekil-100'deki betonarme hazır çatı makaslarının kolonlara yalnızca köşebentlerle kaynaklanmasının yetersizliği 1977 Vrancea (Romanya) depreminde gözlenmiştir (Sachanski 1978, Brankov 1983). Şekil-101'deki gibi hem donatılı hemde kesme takozlu bağlantılar daha sağlam olacaktır. Burada kama donatıları ve beton takozun sağladığı kesme dayanımları iyi tasarlanmalıdır.

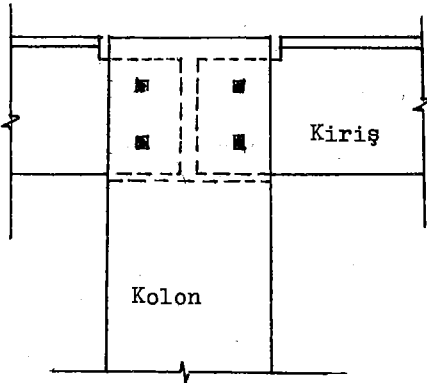
Bütün prefabrike yapı ek yerlerinde geçerli olduğu gibi ek yerinde gerek donatı ve gerekse betonun kesme kuvveti taşıma olanaklarından en yüksek derecede yararlanma sağlayacak ayrıntılar düşünülmeli; şantiye kaynaklarının istenilen derecede etkin olamayabilecekleri tasarımda azaltma faktörleri ile dikkate alınmalı; kaynaklı donatıların kiriş yada kolon elemanlarında yeterli ankrajı yapılmalı; halkalı bağlantıların kaynaklı bağlantılara göre daha sünek oldukları unutulmamalıdır.



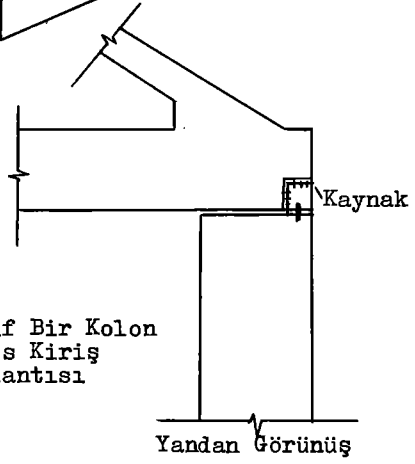
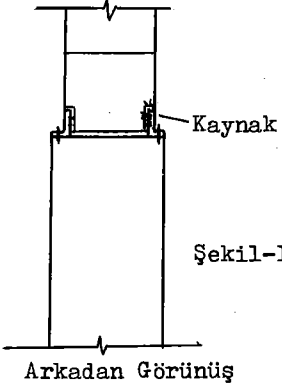
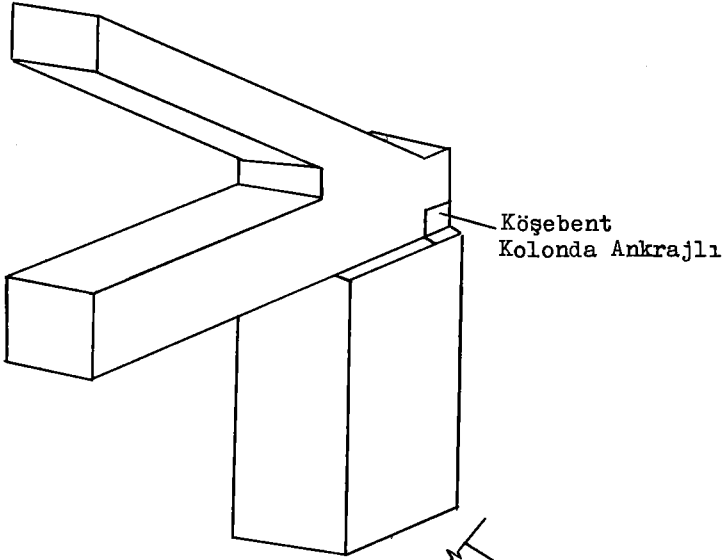
Yandan Görünüş



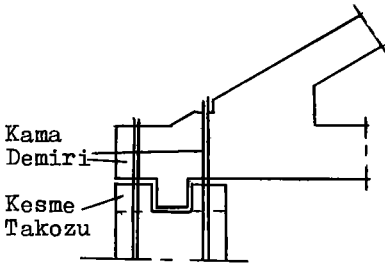
Üstten Görünüş



Şekil-99 Mafsallı Kolon-Kiriş Birleşimleri



Şekil-100 Zayıf Bir Kolon
Kafes Kiriş
Bağlantısı



Şekil-101 Daha İyi Bir Kolon-Kafes
Kiriş Bağlantısı

9. DIĞER TİP PREFABRİKE YAPI ELEMANLARI VE YAPILARIN TASARIMI

Bu bölümde döşeme plaklarının bağlantıları; döşeme-kolon sistemli yapılar ve kutu prefabrike elemanlı sistemlerin depreme dayanıklı tasarımı ve ilgili ayrıntılar üzerinde durulacaktır.

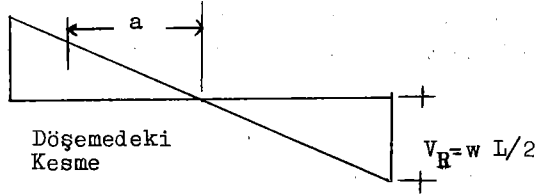
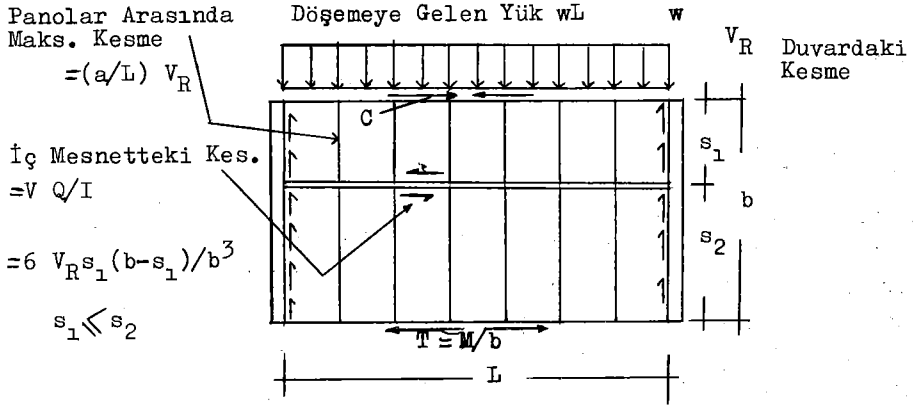
9.1 Döşeme Plakları

Düzlemine dik kuvvetler gelen ve prefabrike elemanlardan oluşan bir döşemede oluşan kuvvetler Şekil-102'de gösterilmektedir. Buradaki hazır plaklar arasındaki düzleme paralel kesme ve dik yönde gelen çekme ve basınç kuvvetleri oluşacaktır. Plakların birbirlerine bu kuvvetleri taşıyabilecek biçimde bağlanmaları gerekir. Bunun için plaklar kaynaklı yada harç doldurulmuş kesme takozları vasıtası ile birbirlerine bağlanmalıdır. Plaklardan oluşan döşemenin tek parça yerinde dökme döşeme gibi çalışması için en uygun yöntem plakların üzerine 5-10 cm kalınlığında ve içinde hasır çelik bulunan beton dökülerek yerinde dökme plağa yaklaşan bir döşeme sistemidir.

Plakların panolara bağlantı yerlerinde de kesme ve çekme kuvvetleri taşıyabilecek ayrıntılar sağlanmalıdır. Bu arada plakların birbirlerine kaynaklandıkları noktalarındaki profillerin ve levhaların plak betonu içinde yeterli bir şekilde ankraj edilmeleri gerekir. Şekil-103 ve 104'de değişik plak bağlama şekilleri gösterilmektedir. Bu bağlantılardan birbirine kaynaklı ve aralarına beton doldurulacak dişler konulmuş olanları uygundur. Eğer birde plakların üstüne içinde donatı olan bir beton dökülürse tek parça yerinde dökme plaklara yakın rijitlikte döşemeler elde edilebilecektir.

9.2 Döşeme-Kolon Sistemli Yapılar

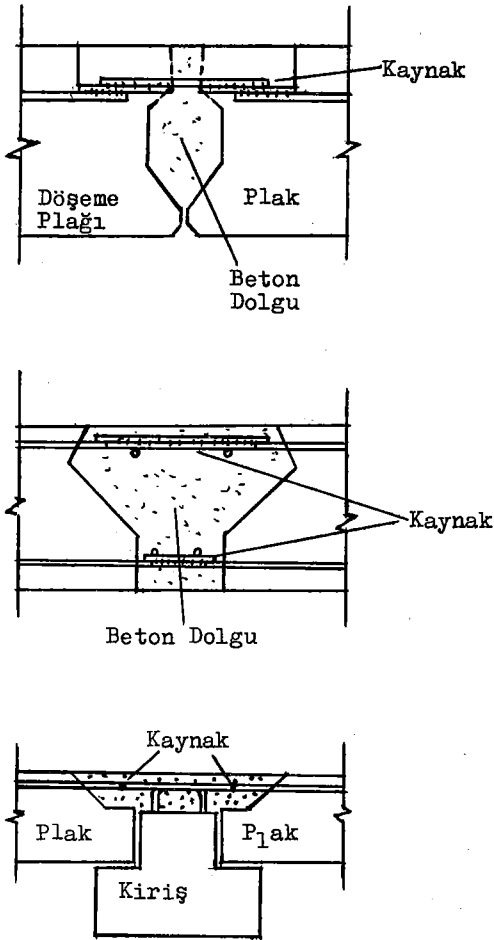
Bu tür yapılarda ya Şekil-6'da görüldüğü gibi yerinde üst üste dökülen kat döşemeleri özel vinçlerle kaldırılmakta bunların aralarına uçları döşemeye mafsallı olarak bağlanmış kolonlar yerleştirilmektedir. Bu tür yapılara gelen deprem yatay kuvvetleri ise döşemelerin bağlandığı yerinde dökme perde duvarlar tarafından taşınmaktadır. Burada önemli olan perde duvarların bütün deprem yüklerini taşıyabilecek güçte yapılmış olması ve döşemelerin perdelerle bağlantısıdır. Şekil-105'de bir perde döşeme bağlantısı görülmektedir. Kaynaklı olan bu bağlantı oldukça gevrek bir bağ-



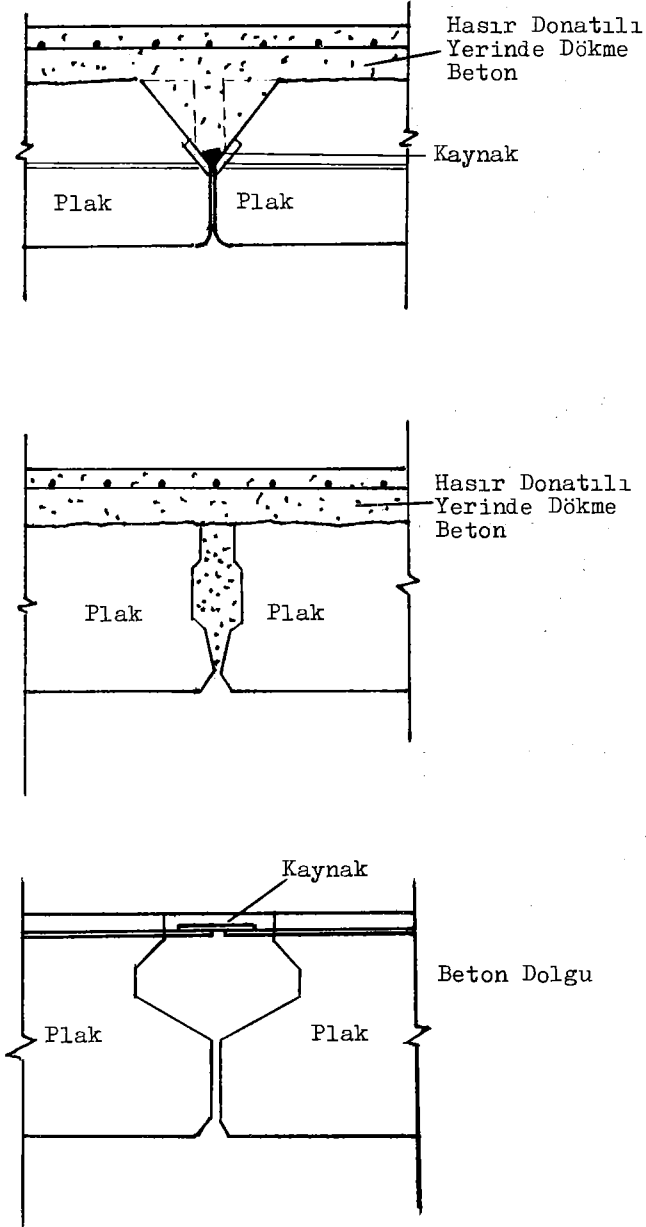
C ve T Döşeme İç Kuvvetleri:

$$C = T = \pm M/b$$

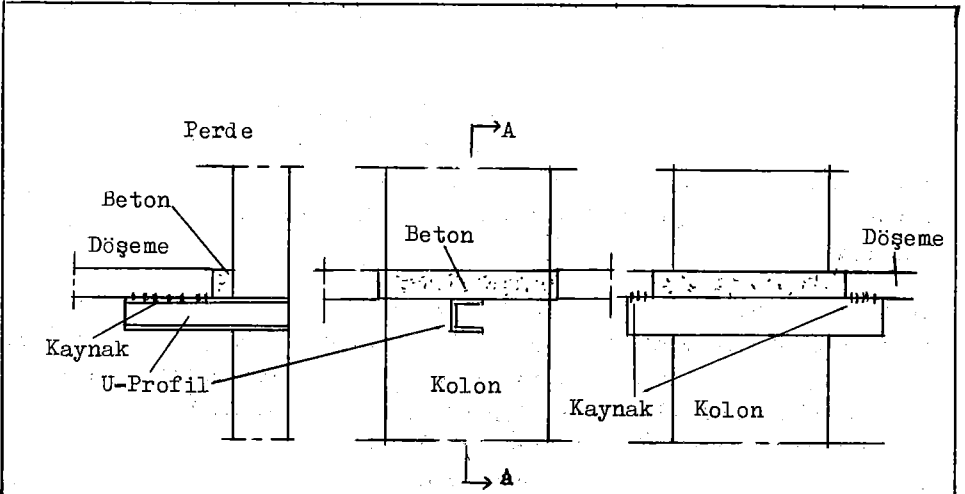
Şekil-102 Düzlemine Dik Yönde Kuvvetler
 Altında Döşemelerde Oluşan
 Kuvvetler



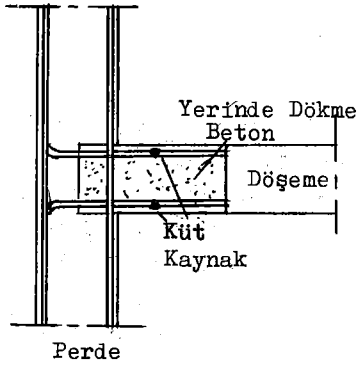
Şekil-103 Değişik Tip Döşeme Plağı Bağlantıları



Şekil-104 Değişik Tip Döşeme Plağı Bağlantıları



Şekil-105 Perde Duvar Döşeme Bağlantısı



Şekil-106 Döşeme Perde Duvar Bağlantısı

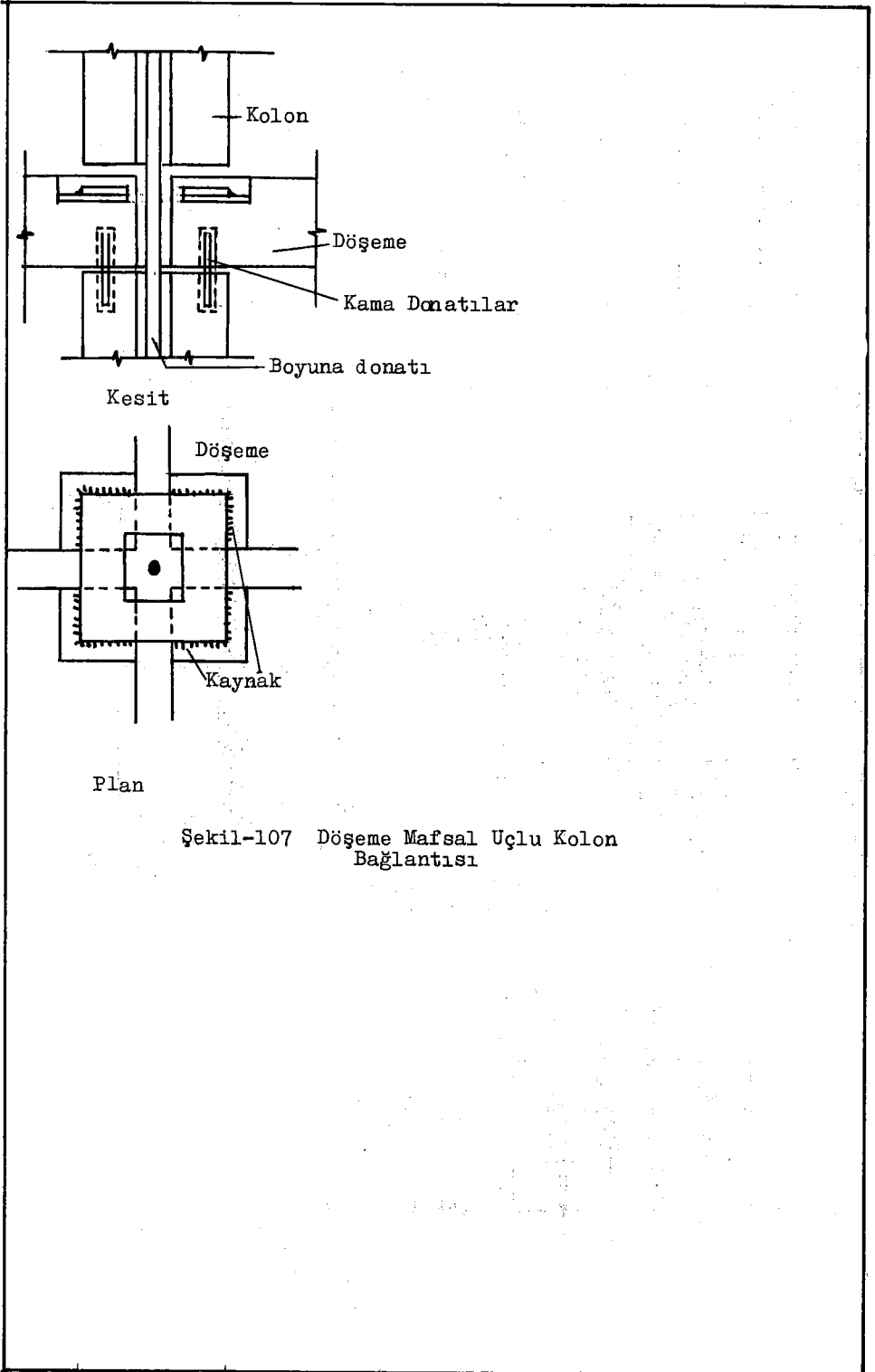
lantıdır. Buradaki kaynaklı ek yerine yönü değişen büyük momentler gelecektir. Bu momentler perde duvarın dönmelerinden dolayı oluşacaktır. Döşemeyi taşıyan U-profilin perdeye oturma mesafesi azdır, ve perdeye ankrajının yeterli olduğu söylenemez. Perde duvarın özellikle üst katlarda yapacağı dönmeler döşeme plağı ile döşemeyi taşıyan U-profil arasında aynen oluşacaktır. Şiddetli bir depremde perde ile döşeme plağının birbirinden ayrılması söz konusu olabilir. Ayrıca döşemenin U-profile oturma mesafesi de önemlidir.

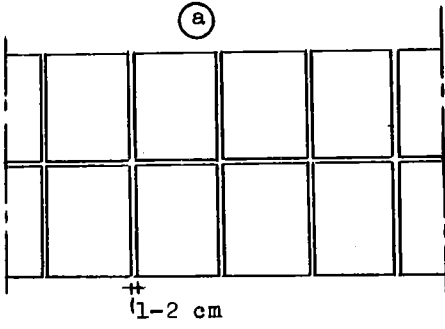
Şekil-7'de gösterilen yapı sisteminde hazır döşemeler prefabrike kolonlara oturtulmakta ve sonra bütün sisteme(döşemeye) son gerilme verilmektedir. Bu tür sistemlerin de yerinde dökme perde duvarları olmaksızın kullanılması deprem açısından sakıncalıdır. Döşemelerin perde duvarlara bağlanmasında Şekil-106'da gösterilen yaklaşımın perdedeki dönmeyi döşemeye aktarma bakımından daha uygun olduğu sanılmaktadır.

Şekil-107'de verilen ve döşemelerin köşelerinden kolon köşelerine oturduğu kolon-döşeme sisteminde döşemeler birbirlerine kaynaklanmış bir plaka ile bağlanmakta, ancak döşeme kolona donatı kamaları ile mafsallı bir şekilde bağlanmaktadır. Burada yapıda yatay yüklerin perde duvarlar tarafından taşınması esastır. Ancak yapının perde duvar ve döşemelerinin yatay kuvvetler altında yapacağı yatay ötelemelerin kolon uçlarında yapacağı dönmelerin döşeme kolon bağlantısının taşıyıp taşıyamayacağını deneysel olarak belirlenmesi gerekir.

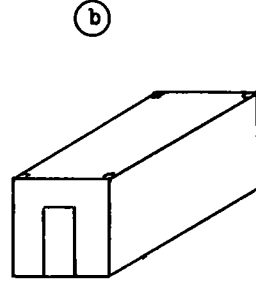
9.3 Kutu Sistemler

Kutu sistemler Şekil-108'de görüldüğü gibi en az 3 tarafı kapalı yada dört tarafı da kapalı kutu şeklindeki elemanların üst üste ve yan yana konulmasından oluşmaktadır. Üst üste konulan kutuların arasında oluşan yatay derzlerde, kutu birimler arasında sürtünmeden başka yatay deprem yüklerini taşıyan başka bir güç yoktur. Pek çok uygulamada prefabrik kutu elemanlar köşelerinde birbirlerine lamalar ile kaynaklanmaktadır. Kutu sistemlerin depremde gelen yatay yükler altında aralarındaki yatay düzlemlerden kaymalarını için, kutu eleman köşelerinden geçen son gerilme elemanları ile birbirlerine

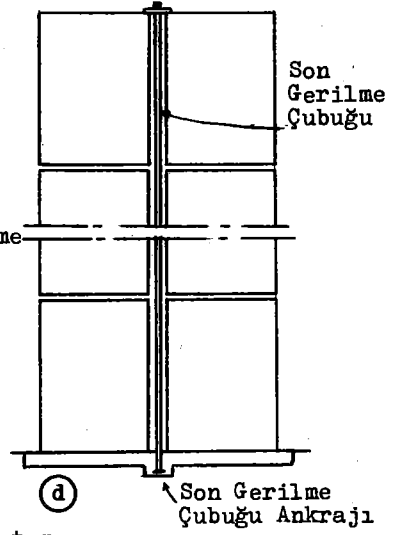
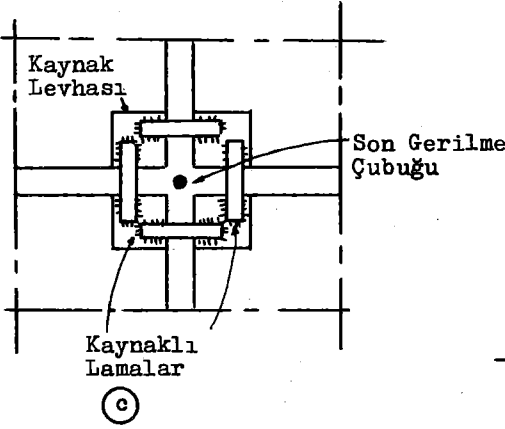




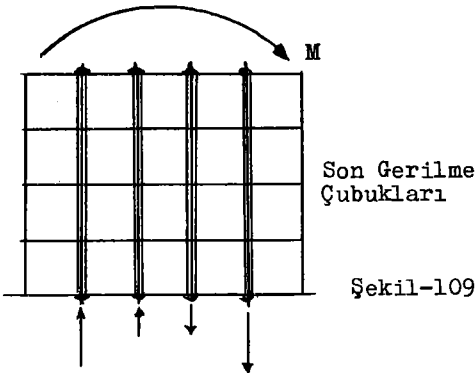
Plan Görünüşü



Kutu Eleman



Şekil-108 Kutu Prefabrike Sistem Özellikleri



Şekil-109 Depremde Gelen Moment Altında Son Gerilme Çubuklarının Durumu

bağlanmaları uygun görülmektedir(Georgescu 1979).Şekil-108c ve d.

Bu durumda depremde gelen yatay kuvvetler bu son gerilme elemanlarında çekme ve basınç gerilmeleri yaratmaktadır. Son gerilme çubuğu kutu elemanların cidarları tarafından sarıldığı için basınç gerilmeleri altında burkulmaları söz konusu değildir. Üstelik içlerindeki mevcut çekme gerilmelerinin bir bölümü basınç gerilmesi tarafından karşılanacaktır. Öte yandan gergi çubuklarına depremde gelen ek çekme gerilmelerinin çubuğun akma gerilmesini aşmaması da sağlanmalıdır. Bu nedenle çok sayıda yüksek dayanımlı gergi çubuklarının kullanılması uygundur.Şekil-109.

Bu tür gergi elemanının yokluğu şiddetli depremlerde kutu elemanların birbiri üstünden kayarak devrilmelerine yol açabilir. Gergi çubuğu aynı zamanda katlar arasında oluşan kesme gerilmelerini de taşıyabilecek en kesitlere sahip olmalıdır. Kutu elemanlar arasındaki sürtünmede kesme dayanımına katkıda bulunacaktır.

KAYNAKLAR

- ATC (1978) "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings" Applied Technology Council ATC 3-06
- Becker, M., L., (1977) "Seismic Design of Precast Concrete Panel Buildings" Workshop on Earthquake Resistant Reinforced Concrete Building Construction, University of California, Berkeley, July 11-15
- Becker, J., M. and Sheppard, D., A. (1981) "Connections for Seismic Resistant Precast Concrete Construction" Proc. of a Workshop on Design of Prefabricated Concrete Buildings for Earthquake Loads April 27-29, Applied Technology Council, Berkeley, California, USA
- Brankov G. (1983) "Effects of Vrancea 1977 Earthquake on the Prefabricated Structures in Bulgaria" Bulgarian-American Seminar on Seismic Safety of Prefabricated Concrete Buildings, October 5-7, Sofia, Bulgaria
- Dowrick, D., J. (1977) "Earthquake Resistant Design, A Manual for Engineers and Architects" John Wiley and Sons
- Erdik, M., Yüzügüllü, Ö., Atalay, B., ve Yazar, E. (1981) "Ağır Panel Prefabrike Yapıların Zorlanmış Titreşim Deneyleri" Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi, ODTÜ, Ankara
- Erdik, M. ve Gülkan, P. (1981) "Forced Vibration Experiments on Structures" Earthquake Engineering Research Institute Report, Middle East Technical University, Ankara, Turkey
- Esteva, L. (1980) "Design: General" Chapter 3 of Design of Earthquake Resistant Structures, E. Rosenblueth, Editor, John Wiley and Sons.
- Fintel, M. (1974) "Earthquake Resistant Ductile Shear Walls in Multi-Story Buildings" ACI Journal Vol. 71, No. 6, pp 296-305
- Georgescu, E., S. (1979) "Precast Box Unit Buildings For Seismic Areas, Performances During the Vrancea March 1977 Earthquake" Paper Presented at the Regional Seminar on Earthquake Engineering September, Istanbul, Turkey
- Harris, H., G., and Abboud, B., E. (1981) "Cyclic Shear Behaviour of Horizontal Joints in Precast Concrete Large Panel Buildings" Proc. of a Workshop on Design of Prefabricated Concrete Buildings for Earthquake Loads April 27-29, Applied Technology Council, Berkeley California

- Heimgartner, E. (1978) "Structural Behaviour of the Damaged Buildings During the Friuli Earthquakes Between May 6 and September 15, 1976" Seminar on Construction in Seismic Zones, Bergamo-Udine, 10-13 May Italy, pp No. III 15-32
- INCERC (1979) "Technical Instructions for Design of Large Panel Buildings P.101-78" Central Institute for Research Design and Guidance in Building, Bukares, Romania
- Jurukovski, D. (1980) "Full Scale Forced Vibration Studies of Large Panel Buildings" Proc. of the International Research Conference on Earthquake Engineering, Skopje, Yugoslavia, pp 249-268
- Kriz, L., B. and Raths, C., H. (1965) "Connections in Precast Concrete Structures" Journal of Prestressed Concrete Institute Vol.10, No.1, February, pp 16-61
- Kolleger, J., P. and Bouwkamp, J., G. (1980) "Predictive Dynamic Response of Panel Type Structures Under Earthquakes" Report No. EERC 80/31 Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA
- Maio, N., A. (1980) "Dynamic Behaviour of Large Panel Constructions" Proc. of the 7th World Conference on Earthquake Engineering, Sept. 8-13, Istanbul, Vol.7 pp 563-566
- Mattock, A., H. and Hawkins, N., M. (1972) "Shear Transfer in Reinforced Concrete-Recent Research" PCI Journal March-April pp 55-75
- Mehlhorn, G. and Schwing, H. (1974) "Behaviour of Panel Shear Walls-State of the Art Report" International Council for Building Research Studies and Documentation-Working Commission 23A: Bearing Walls Darmstadt, October
- Moustafa, S., E. (1981) "Coping with Uncertainties in the Prediction of Diaphragm Loads and Capacities" Proc. of a Workshop on Design of Prefabricated Concrete Buildings for Earthquake Loads April 27-29, Applied Technology Council, Berkeley California
- Mueller, P. (1981) "Behavioral Characteristics of Precast Walls" Proc. of a Workshop on Design of Prefabricated Concrete Buildings for Earthquake Loads, April 27-29, Applied Technology Council, Berkeley, California

Özden, K. "Representative Example of Building Systems of Turkey" Turkish Contribution to Working Group on "Prefabricated Industrialized Reinforced Concrete Building Systems" of the UNDP-UNIDO Project RER/79/015

Park, R. and Paulay, T. (1975) "Reinforced Concrete Structures" John Wiley and Sons, New York

PCA (1979) "Design and Construction of Large Panel Concrete Structures Report 6 'Design Methodology'" Contract No H2131R Prepared for the US Dept of Housing and Urban Development, Skokie, Illinois, March, USA

Penelis, G., G. (1984) "Laboratory Investigation of Joints of Precast Reinforced Concrete Elements" Case Study I, Report of Task Group 4 'Pseudo-Static Testing Procedure of Large Panel Structures', UNDP Project RER/79/014, Skopje, Yugoslavia

Polyakov (1974) "Earthquake Resistant Design of Structures" MIR Publishers, Moscow, USSR

Popoff, A. (1981) "Seismic Design of Isolated Large Panel Walls" Proc. of a Workshop on Design of Prefabricated Concrete Buildings for Earthquake Loads, April 27-29, Applied Technology Council, Berkeley, California

Sachanski, S. (1978) "Earthquake Resistance of Precast Structures" Proc. of the 6th European Conference on Earthquake Engineering, Dubrovnik, Yugoslavia, Paper No. 3-28

Sandi, H. (1979) "Panel Discussion: Behaviour of Precast Structures" Regional Seminar on Earthquake Engineering September, Istanbul, Turkey

Sutherland, W., M. (1965) "Prestressed Concrete Earthquake Resistant Structures—Development, Performance and Current Design" Proc. of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering, 22 Jan-1 Feb, New-Zealand Vol IV, pp 463-494, Discussion by L. Benuska, Vol IV pp 495-505

Tai, J. and Kulka, F (1981) "An Anatomy of Diaphragms" Proc. of a Workshop on Design of Prefabricated Concrete Buildings for Earthquake Loads, April 27-29, Applied Technology Council, Berkeley, California

Tassios, T., P. and Tsoukantas, S., G. (1983) "Structural Behaviour of Reinforced Concrete Precast Panels' Connections" Annex I of Greek Contribution to Working Group B ' Prefabricated/Industrialized Reinforced Concrete Building Systems' within the UNDP-UNIDO Project RER/79/015

Velkov, M. (1979) "Precast Large Panel Structures" Regional Seminar on Earthquake Engineering September, Istanbul, Turkey

Velkov, M. (1980) "Aseismic Aspects in Design of Prefabricated Panel Structures" Proc. of the International Research Conference on Earthquake Engineering, Skopje, Yugoslavia, pp177-184

Verbic, B. and Terzic, N. (1978) "Behaviour of Panel Connections of Multi-story Large Panel Buildings Under Cycluc Loading" Proc. of the 6th European Conference on Earthquake Engineering, Dubrovnik, Yugoslavia, Paper No. 3-27

Verbic, B. (1980) "Non-Linear Behaviour of Large Panel Connections" Proc. of the International Research Conference on Earthquake Engineering, Skopje, Yugoslavia pp 219-234

Bayülke, N. (1985) "Depremlerde Yapılara Gelen Kuvvetlerin Özellikleri" Deprem Araştırma Bülteni No.49

Tsoukantas, S., G and Vagelatou, O. (1983) " Representative Design Example of Reinforced Concrete Large Panel Building" Greek Contribution to Working Group on 'Prefabricated/Industrialized Reinforced Concrete Building Systems' of the UNDP-UNIDO Project RER/79/015

İ Ç İ N D E K İ L E R

1.	<u>PREFABRİKE YAPILARIN ORTAK ÖZELLİKLERİ</u>	1
2.	<u>PREFABRİKE YAPI SİSTEMLERİ</u>	5
2.1	Panolu Sistemler	5
2.1.1	Genel	5
2.1.2	Genel Biçimleri	5
2.2	Çerçevesiz Sistemler	7
2.3	Kutu Sistemler	7
2.4	Döşeme Kolon Sistemleri	9
2.5	Karışık Sistemler	9
3.	<u>PREFABRİKE YAPILARDA GÖZLENMİŞ DEPREM HASARI</u> ..	11
3.1	Panolu Yapılarda Deprem Hasarı	11
3.2	Prefabrike Çerçeve Sistemlerde Deprem Hasarı ..	15
3.3	Döşeme-Kolon Sistemli Yapıların Deprem Hasarı .	15
3.4	Sonuç	18
4.	<u>PREFABRİKE YAPI VE EK YERİ DENEYLERİ</u>	21
4.1	Panolar Arasındaki Ek Yerleri Üzerinde Statik Deneyler	21
4.2	Panolar Arasındaki Ek Yerleri Üzerinde Dinamik ve Yönu Değişen Yükleme Deneyleri	22
4.3	Çerçevesiz Prefabrike Yapı Ek Yeri Deneyleri ...	36
4.4	Döşeme Plaklarının Ek Yerleri Üzerindeki Deneyler	39
4.5	Prefabrike Yapıların Bir Bütün Olarak Davranış- larını Belirlemek İçin Yapılan Deneyler	42
5.	<u>DEPREME DAYANIKLI YAPI KAVRAMI</u>	45
5.1	Prefabrike Yapılarda Depreme Dayanıklılığın Sağlanması	47
6.	<u>PREFABRİKE YAPILARIN TASARIMINDA KULLANILACAK DEPREM KUVVETLERİ</u>	50
6.1	C ₀ Katsayısının Seçimi	50
6.2	S Zemin Katsayısı	51

6.3	K Yapı Tipi Katsayısı	53
6.4	Türk, ABD ve Romen Yönetmeliklerine Göre Deprem Yatay Yük Katsayıları	53
7.	<u>PANOLU YAPILARIN TASARIMI</u>	57
7.1	Monolitik Yapı Tasarımı	57
7.2	Zayıf Yatay Ek Yerleri Olan Yapı Tasarımı	60
7.3	Düşey Ek Yerleri Zayıf Olan Yapı Tasarımı	60
7.4	Elastik Davranan Yapılar	61
7.5	Pano Ek Yerlerinin Tasarımı	61
7.5.1	Yatay Ek Yerlerinin Tasarımı	61
7.5.1.1	Yalnız Basınç Etkisi Altındaki Yatay Ek Yeri ..	62
7.5.1.2	Eğilme Etkisi Altındaki Yatay Ek Yeri	68
7.5.2	Yatay Ek Yerindeki Betonun Basınç Dayanımı	73
7.5.3	Panolar Arasındaki Düşey Ek Yerlerinin Tasarımı ..	77
7.6	Değişik Pano Ek Yeri Tiplerinin Deprem Açısından Değerlendirilmesi	81
8.	<u>PREFABRİKE ÇERÇEVE SİSTEMLİ YAPILARIN TASARIMI</u> ..	91
8.1	Çerçevelerin Ek Yerlerindeki Kuvvet Aktarma Mekanizmaları	92
8.1.1	Temel Bağlantıları	92
8.1.2	Kolon-Kolon Bağlantıları	93
8.1.3	Kolon-Kiriş Bağlantıları	96
8.2	Kısa Konsollar	99
8.3	Değişik Bağlantı Sistemlerinin Deprem Açısından Değerlendirilmesi	103
9.	<u>DiĞER TİP PREFABRİKE YAPI ELEMANLARI VE YAPILARIN TASARIMI</u>	116
9.1	Döşeme Plakları	116
9.2	Döşeme-Kolon Sistemli Yapılar	116
9.3	Kutu Sistemler	121
	KAYNAKLAR	125

DEPREM ARAŞTIRMA BOLTENİ
YAYIN KOŞULLARI

1. Bltene gönderilecek telif ve tercüme yazıların :
 - a) Depremle doğrudan doğruya, ya da dolaylı yoldan ilgili olması,
 - b) Bilimsel ve teknik bir değer taşıması,
 - c) Yurt içinde daha önce başka bir yerde yayınlanmamıő olması,
 - d) Daktilo ile ve kağıdın yalnız bir yüzüne en az iki nüsha olarak yazılmıő bulunması,
 - e) Őekillerin aydınger kağıdına ini mürekkebi ile izilmıő olması,
 - f) Fotoğrafların net ve kliőe alınmasına müsait bulunması gerekmektedir.
2. Telif araőtirma yazılarının baő tarafına araőtirmanın genel çerçevesini belirten en az 200 kelimelik İngilizce, Fransızca ya da Almanca bir zet konulmalıdır.
3. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı mensubu elemanlar tarafından hazırlanan ve telif ya da tercüme creti ödenerek yayınlanacak olan yazıların, mesai saatleri dışında hazırlanmış olduğu yazan derleyen, ya da evirenin bağlı bulunduğu birim amiri tarafından (genel müdürlüklerde daire başkanı, müstakil birimlerde birim amiri) verilecek bir belge ile belgelendirilmesi zorunludur. Bu belge ile birlikte verilmeyen yazılar için ücret ödenmez.
4. Telif ve tercüme ücretleri ancak yazı bültende yayımlandıktan sonra tahakkuka bağlanır.
5. Bültende yayımlanacak yazılara, "Kamu Kurum ve Kuruluőlarınınca denecek Telif ve İőlenme cretleri Hakkında Yönetmelik,, esaslarına göre ücret ödenir.
6. Yazılarda bulunan Őekiller için, gerekli olan asgari alan içinde bulunabilecek kelime sayısına göre ücret taktir edilir.
7. Yazıların bültende yayınlaması Genel Müdürlüğümüz bünyesinde teőekkül eden Uzmanlar Kurulu'nun kararı ile olur.
8. Semeyi yapacak Uzmanlar Kurulu 5. maddede sözü edilen asgari alanları hesaplamaya, yazı sahiplerine gereksiz uzatmaların kısaltılmasını teklif etmeye, verilecek ücrete esas teőkil edecek kelime sayısını tesbit etmeye ve yazıların yayın sırasını tayine yetkilidir.
9. Kurulca incelenen yazıların bültende yayınlanıp yayınlanmayacağı yazı sahiplerine yazı ile duyurulur.

10. Yayımlanmayacak yazılar bu duyurmadan sonra en geç bir ay içinde sahipleri tarafından geri alınabilir. Bu süre içinde alınmayan yazıların korunmasından Genel Müdürlüğümüz sorumlu değildir.
11. Yayımlanan yazılardaki fikir, görüş ve öneriler tamamen yazarlarına ait olup, Teknik Araştırma ve Uygulama Genel Müdürlüğünü bağlamaz ve Genel Müdürlüğümüzün resmi görüşünü yansıtmaz.
12. Diğer kuruluşlar ve Bakanlık mensupları tarafından bilgi, haber tanıtma vb. gibi nedenlerle gönderilecek not ve açıklamalar, ya da bu nitelikteki yazılar için ücret ödenmez.
13. Genel Müdürlüğümüz mensupları Genel Müdürlükçe kendilerine verilen görevlere ait çalışmalardan ötürü her hangi bir telif ya da tercüme ücreti talep edemezler.