

AVRUPA BETON KOMİTESİ

- R O M A -

Yazan :
Muhittin TOKÖZ
Yük. Müh.

Avrupa Beton Komitesi üçüncü teknik toplantısını 25 ilâ 27 Nisan 1957 tarihleri arasında Roma'da yaptı. Madrid toplantısında alınan kararlar (*) dolayısıyla bu iki toplantı arasında birçok tecrübeler yapılmış, muhtelif mevzular için tali komisyonlar kurulmuş, âzalar arasında muhtelif fikir alış verişinde bulunulmuştur. Toplantıda aşağıda görüleceği veçhile muhtelif hususlarda bütün âzaların görüşleri karşılaştırıldı ve müsbet telâkki edilebilecek bazı kararlara da varıldı.

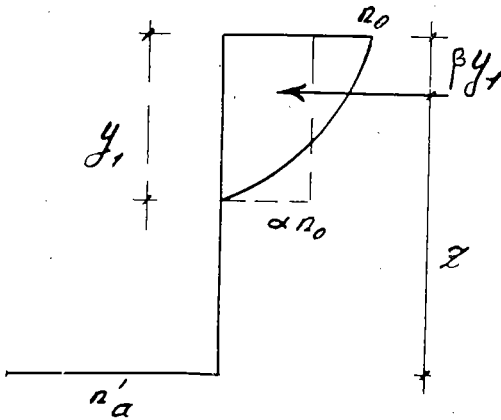
1 — Limit referans, yani güç tükenme haline ait tecrübeler :

Modrit toplantısından Roma'ya kadar basit ve mürekkep eğilme halinde takriben 800 kirişin kırılma tecrübeleri yapılmıştı. Bu kirişlerin mühim bir kısmında maktaların dört köşe oluşu, fakat ne tazyik tablasının, ne de tazyik tarafından teçhizatın bulunmayışı maatteessüf neticelerin çapını azaltmıştır.

Tecrübeler evvelâ Madrid toplantısında ileri sürülen farklı bir hesap tarzına göre mukayese edilmiş ve bu ilk mukayesede, aynı zamanda:

Betonun tazyik altındaki azami kısalma nisbeti için % 0.35 alındığı,

Tazyik kısmındaki betonun vasati gerilme emsali α bilindiği (Şekil: 7), ve,



Şekil — 7

Betonun deformasyon - gerilme diyagramının ağırlık merkezine ait β emsalinin malûm olduğu, takdirde limit referans, yani güç tükenme anının tayin edilebileceğini göz önünde tutan hesap tarzı nazarı itibara alınmıştır. α ve β emsalleri be-

(*) T. M. H. Bak: Sayı 70 ve 71

tonun prizma mukavemetiyle münasebetli olduğundan evvelâ bu nazarı münasebetten α ve β emsalleri için elde edilen kıymetlerle tecrübe neticeleri mukayese edilmiş ve herhangi müsbet bir sonuca varılamamıştır. Fakat setonun deformasyon - gerilme diyagramı olarak ikinci dereceden bir parabol kabul edildiği takdirde, daha evvelki hesaplara (II - 3) göre nazarı olarak: $\alpha = 2/3$ $\beta = 3/8$ bulunur ve sözü geçen tecrübeler de bu kıymetlere çok yakın neticeler vermiştir.

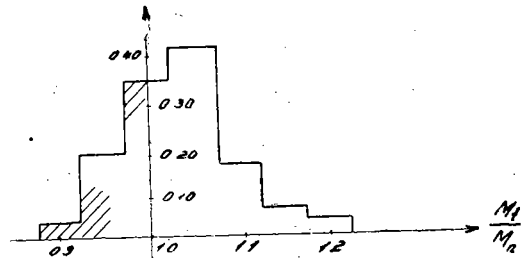
Hiç şüphe yok ki en rasyonel mukayese tarzı: Tecrübelerden elde edilen limit referans anlarını mu ayyen bir hesap tarzıyla elde edilen limit referans anlarıyla karşılaştırmaktır. Nitekim bu mukayese yapılmış ve Madrid toplantısında betonun deformasyon - gerilme diyagramı olarak tavsiyeye şayan görülen ikinci dereceden parabol eğrisiyle hesaplanan limit referans anları ve tecrübelerde elde edilen neticeler karşılaştırılmıştır.

Bazı teçhizat çubuklarının sert çelikten olması, bu çeliğin bariz bir cer elastik limitinin mevcut bulunmaması ve hattâ cer - uzama eğrisinin tam olarak tesbit edilmemiş olması; beton karakteristiklerinin 14 veya 20 cm lik küp veya prizma veya silindirlerle tesbit edilmiş bulunması; beton nümunelerinin kükürt veya çimento ile düzeltilip mukavva konduktan sonra veya konmadan kırılmış olması dolayısıyla evvelâ mukavemet kıymetlerinin tek bir referans haline göre ayarlanması icap etmiş ve tabii olarak bu referans hali tesbit edilirken veya bu referans haline göre ayarlama yapılırken bir çok hatalar yapılmıştır. Mamafih bu hatalara rağmen, mukayeseye tâbi tutulan 132 tecrübe:

— Tecrübe neticeleriyle nazarı neticeler arasındaki mutabakatın çok tatminkâr olduğunu,

— M_t tecrübe anlarıyla nazarı hesap neticesinde bulunan limit referans anları arasındaki nisbetin 0.9 ilâ 1.2 arasında tahavvül ettiğini (Şekil: 8) ve neticelerin ancak % 30 unda bu nisbetin birden ufak olduğunu,

— M_t ile M_n arasındaki farkın: zayıf teçhizatlı kirişlerde sert çeliğin cer-uzama diyagramının iyi-ce bilinmemesinden ve yüksek teçhizatlı kirişlerde



Şekil — 8

ise beton mukavemetinin tam ve sihatli olarak ölçülememesinden ileri geldiğini göstermiştir.

Dört köşe maktalı kirişlerde tecrübeneticileriyle hesap sayesinde bulunan nazari neticelerin birbirlerine uymasına mukabil maktalı şekli değişince bu mutabakatın azaldığını tecrübeler göstermiştir.

Filhakika Munich'te Rüsch tarafından muhtelif maktalı kirişler üzerinde tecrübeler yapılmış ve ancak 20 dakika sürmek üzere kısa olan yüklemeler

meydana çıkar ve binaenaleyh maktalı şekline göre betonun azami kısılması için farklı kıymetlerin alınması lüzumu tebarüz eder.

Mamafih prizma mukavemeti 250 kg/cm² lik betonla yapılan bu muhtelif maktalı kirişlerde betonun azami kısılmasının aksine olarak betonun azami gerilmesinin düşük olduğu da tesbit edilmiştir (Şekil: 10).

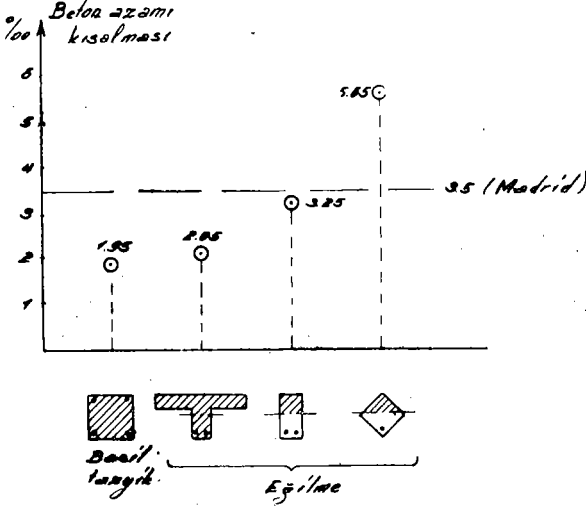
Dolu veya boşluklu yuvarlak maktalarda, bir veya bir kaç hücreli maktalı olan kirişlerde tecrübelerin bu son (Şekil: 9 ve 10)'a göre farklı neticeler vereceğini meydana koymaktadır.

Burada bir nokta üzerinde durulması icap etmektedir: Meselâ dörtken maktalı nazaran baklava maktalı betonun azami gerilmesinin daha az ve azami kısılmasının daha fazla oluşu bu maktadaki betonun daha az frete olmasıyla izah edilebilir. Bu takdirde bîh aynı olan fakat ebadı değişik bulunan muhtelif dörtken maktalarda bile neticelerin farklı olacağına şüphe yoktur.

Yükleme müddetinin tesirine gelince, bu müddetin basit tazyike maruz maktalarda büyük tesiri olmasına mukabil basit eğilmeye maruz kirişlerde yüklem müddetinin neticelerdeki tesiri o kadar bariz değildir ve bu kirişlerde uzun müddetli yüklemelerdeki neticeler çabuk yüklemeli tecrübe neticelerinden ancak % 10 ilâ 15 düşük olmaktadır.

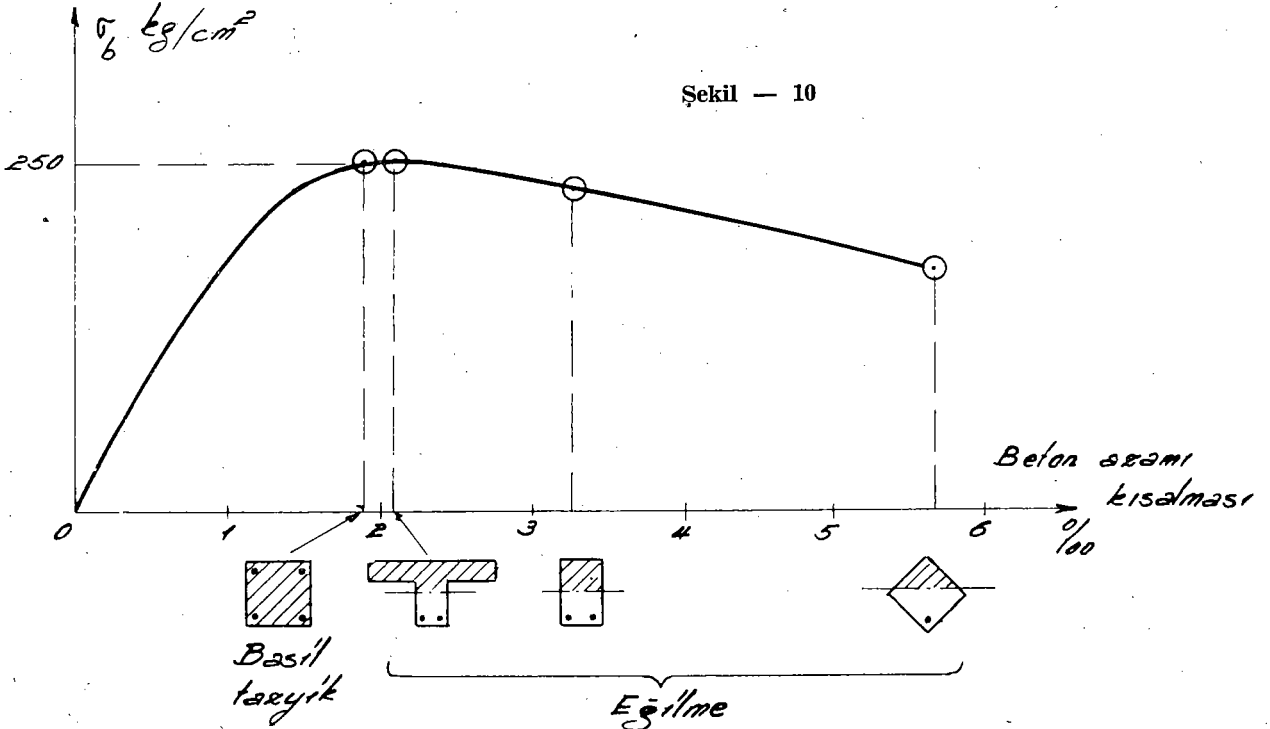
Yukarıda izah edilen hususlara göre:

Hurdiler, müselleli maktalar ve geometrik bakımdan karışık maktalar hariç olmak ve bunlar üzerinde tamamlayıcı tecrübeler yapılmak kaydıyla betonun azami kısılması için şimdilik ‰ 3.5 kabul edilebileceği,



Şekil — 9

neticesinde muhtelif maktalarda betonun azami kısılması için çok farklı neticeler bulunmuştur (Şekil: 9). Madrid toplantısına göre bu kısılma için ‰ 3.5 alındığı düşünülürse farkların ehemmiyeti

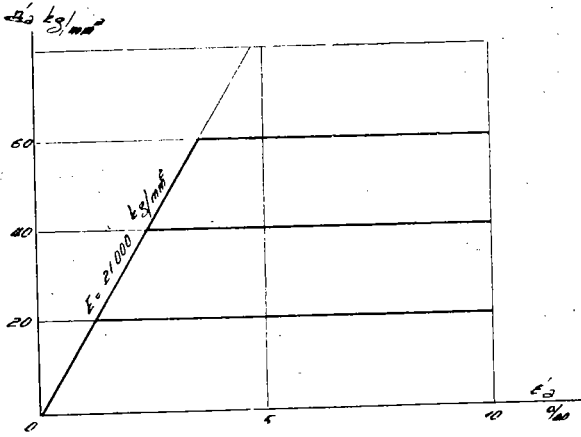


Şekil — 10

Betonun deformasyon - gerilme diyagramı yerine yukarıda sözü geçen (Şekil: 7) α ve β emsallerinden istifade edilebileceği, fakat hesaplara yalnız α/β nisbeti girip bu nisbet de sabit olduğundan ve bu iki emsali ölçmenin güçlüğü dolayısıyla şimdilik ikinci derece parabol diyagramının kullanılmasının müreccah olduğu,

Bilhassa bazı maktalardaki düşük neticeler dolayısıyla beton kırılma mukavemeti için 15 cm kurturlu ve 30 cm yüksekliğinde silindirik nümünelerin inkisar gerilmesinin alınmasını tavsiye eden Madrid kararının uygun olduğu,

Tecrübelerin daha sahih ve detaylı olarak tarif edilecek şartlar ve kayıtlar arasında yapılmasının doğru olduğu ve aksi takdirde muhtelif laboratuvarlardaki tecrübelerin neticelerinin mukayesesinde güçlük ve hatâlar meydana geleceği anlaşılmıştır.



Şekil — 11

2 — Çeliklerde alınacak limit uzama nisbeti:

Malûm olduğu üzere tabii sertlikte betonarme çeliklerinde bir müteneşip uzama alanı ve bunu müteakip bir elâstik uzama alanı mevcuttur. Elâstik uzama alanı sonunda gerilme artmadan uzama bir müddet devam eder, uzama durduktan sonra gerilme arttırıldığı takdirde uzama artar ve nihayet kopma hâdisesi meydana gelir. Elâstik uzama alanından sonra gerilme artmadan uzamanın devam ettiği saha özel beton çeliklerinde mevcut olmadığından sert çeliklerde uzama limiti ve dolayısıyla akma gerilmesi n'_e mevcut olmadığından $\%_{00}$ 2 uzamaya tekabül eden gerilme elâstikiyet limiti olarak kabul edilmiştir.

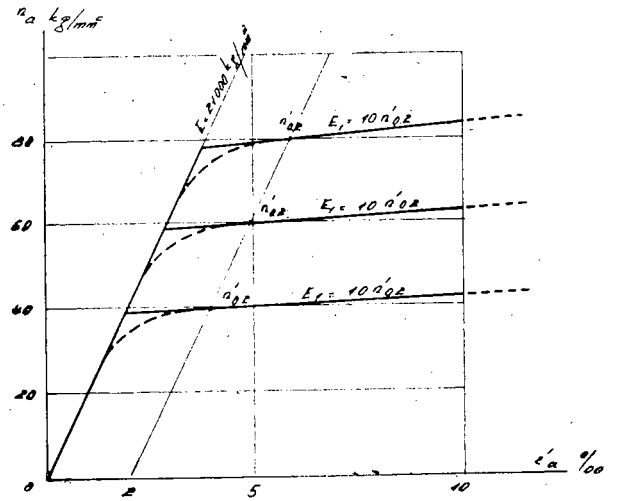
Madrid toplantısını müteakip yapılan tecrübeler dolayısıyla Roma'da:

a) Tabii sertlikteki betonarme çeliklerinde muhtelif alanları tahdit eden limit gerilmeler için:

$$n'_p = 0.95 n'_e$$

$$n'_e = 0.55 \text{ ila } 0.65 n'_r$$

ve limit referans hesapları için cer-uzama diyagramı olarak (Şekil: 11),



Şekil — 12

b) Özel beton çeliklerinde muhtelif limit gerilmeler için:

$$n'_p = 0.80 n'_{0.2}$$

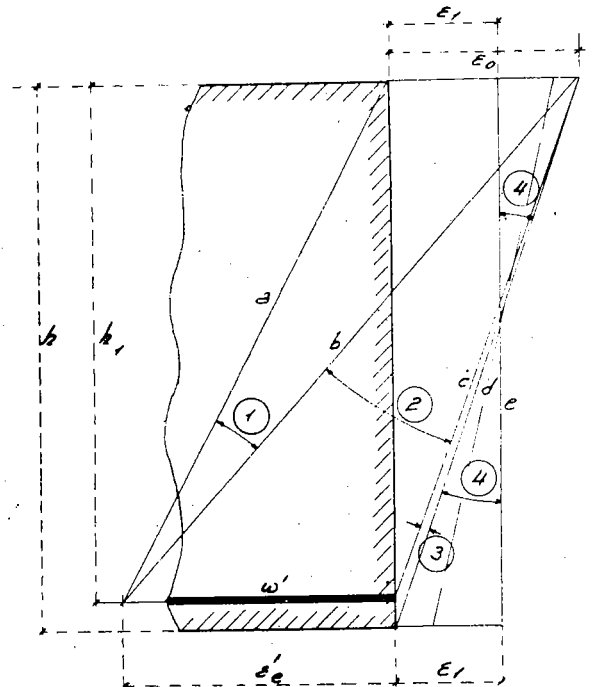
$$n'_{0.2} = 0.80 \text{ ila } 0.90 n'^4$$

ve limit referans hesapları için cer-uzama diyagramı olarak (Şekil: 12) kabul edilmiştir.

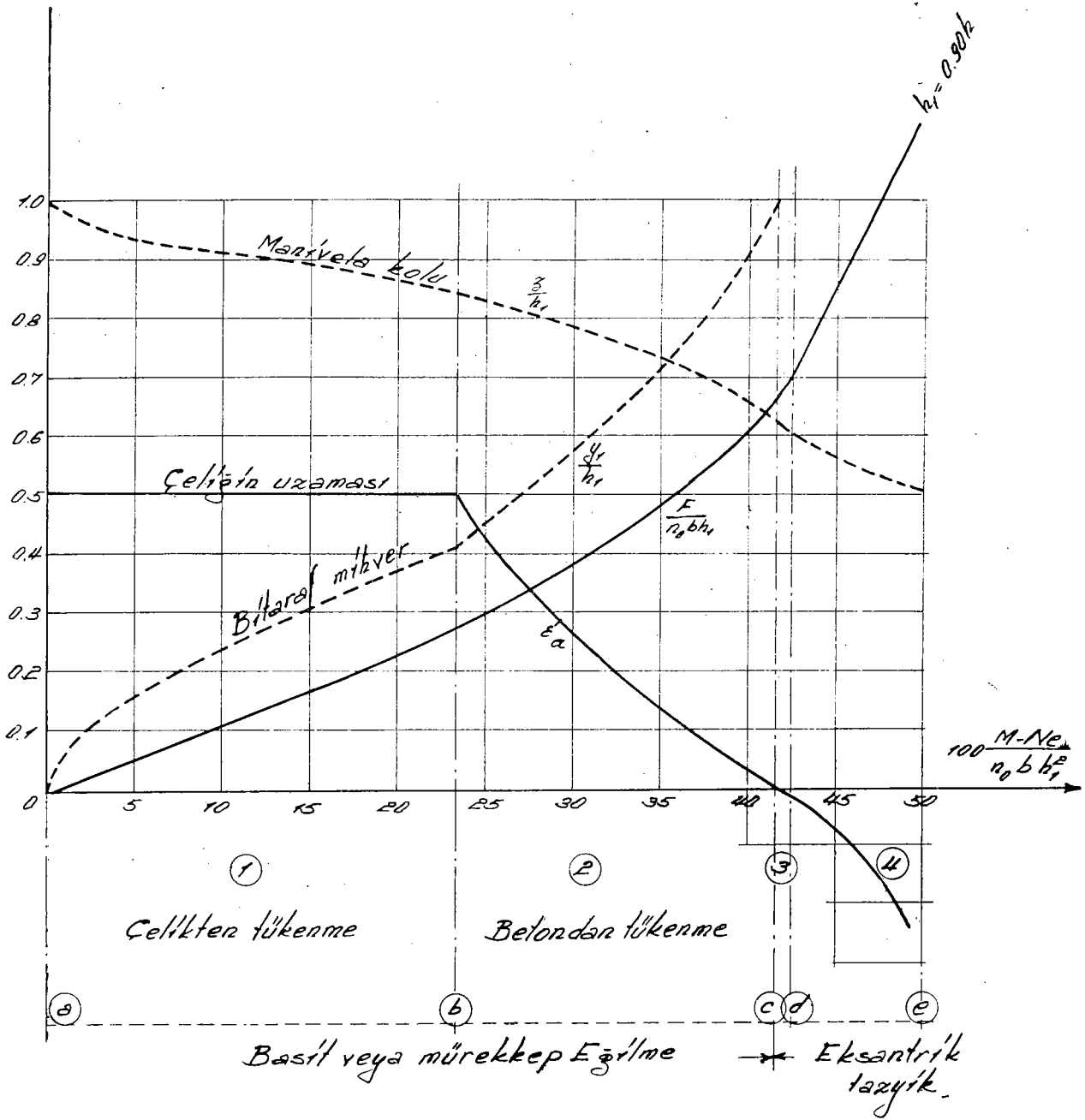
3 — Muhtelif tip tesirlere maruz bir maktan deformasyonu:

Muhtelif tip tesirlere maruz bir maktan deformasyonları (Şekil: 13) üzerinde gösterilmiştir.

Hiç cer teçhizatı olmayan bir maktada ve betonun cerre çalışmadığı kabul edildiğine göre güç tükenme anı sıfırdır; binaenaleyh betonun tazyik



Şekil — 13



Şekil — 14

kuvveti ve dolayısıyla deformasyonu yoktur: Bu hali (a) çizgisi temsil eder.

Cer teçhizatının maktai artmaya başladığı zaman güç tükenme hali çeliğin limit uzaması ϵ_c kıymetine bağlıdır. Bu kıymet sabit alındığına göre ve cer teçhizat maktai arttıkça güç tükenme anı ve betondaki tazyik kuvveti ve dolayısıyla tazyik kısalması ϵ_1 artar. Teçhizat nisbetinin muayyen bir kıymeti için bu kısalma betonun limit kısalması ϵ_0 kıymetine eşit olur ve maktain gücü aynı anda teçhizatın limit uzaması ve betonun limit kısalmasıyla tükenir: Bu hali (b) çizgisi temsil eder.

Cer teçhizatının maktai nisbeti arttıkça maktai, betonun ezilmesiyle harap olur ve ϵ_0 sabit kalır, fakat cer teçhizatının gerilmesi ve deformasyonu azalır: (c) çizgisi, maktain bitaraf mihveri cer teçhizatının ağırlık merkezinden geçtiği limit hale tekabül eder.

Yukarıdaki a ve c çizgileri arasında kalan (1), (2) ve (3) alanları eğilmenin basit ve mürekkep olarak bütün hallerinin tercümanıdır ve (c) çizgisinden itibaren de eksantrik tazyik hali başlar. (d) çizgisinden itibaren bütün beton maktai tazyike çalışır.

Basit tazyik altında betonun kısalması eğilme-dekinden az olduğundan (Şekil: 9), (d) çizgisi merkezî tazyik haline tekabül eden limit ϵ_1 kısalması-na ait (e) çizgisiyle nihayet bulur ve (3) ve (4) alanları eksantrik tazyikin bütün hallerini çerçevesler.

Muayyen bir maktai (b, h) ve muayyen bir beton (n_0) için ve:

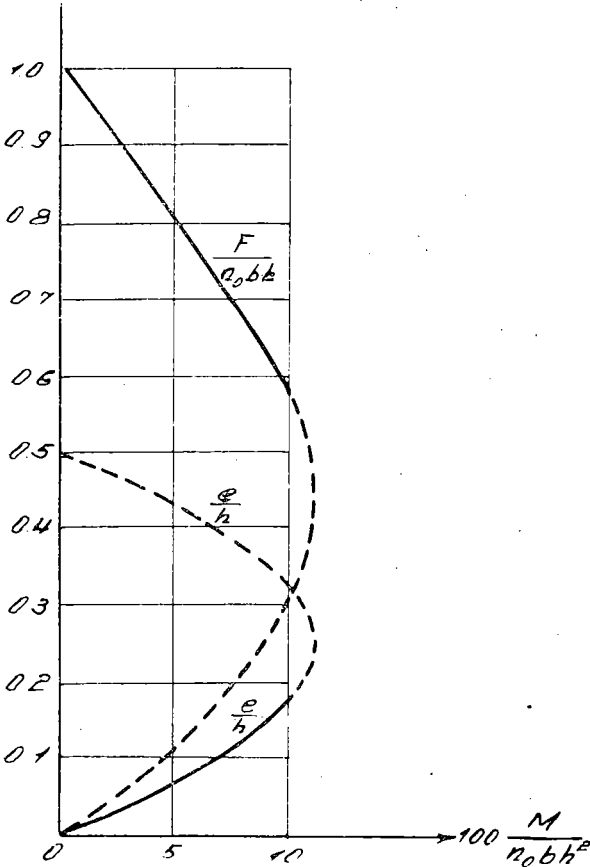
$$b_1 = 0.9 h$$

alınıp betonun gerilme - deformasyon diyagramı için ikinci derece parabol kabul edildiği takdirde maktaların boyutlandırılması ve tahkiki için (Şekil: 14)

diyagramları çıkar. Apsislerdeki (e), tazyik kuvvetinin cer teşhizatına mesafesini gösterir.

Bu diyagramların esas mahzuru bilhassa eksantrik tazyik gibi geniş bir sahanın gayet dar bir muntakaya sıkışması ve hususiyle $F/n_0 b h_1$ ve ε_a eğrilerinin dik olmaları dolayısıyla apsisdeki ufak bir hatanın bu kıymetler üzerinde mahsus derecede bir fark yapacağıdır. Bu sebeple eksantrik tazyik halleri için, tazyik kuvvetinin maktain geometrik mihverine nazaran eksantrisitesini alarak ayrı bir diyagram kullanmak daha doğru olur (Şekil: 15).

Eksantrik tazyik halinden bahsederken mühim birkaç noktanın tebarüz ettirilmesi de faideli olacaktır: Betondan tükenmeye tekabül eden (2) alanının bilhassa son kısmıyla (3) ve (4) alanlarında (Şekil: 14) neticeler, betonun gerilme - deformasyon diyagramı için üçken, dörtken veya ikinci dereceden parabol kabul edilmesine göre mahsus derecede farketmekte ve hele betonun mukavemetinin tesiri daha da ehemmiyetli olmaktadır. Düşük kaliteli betonlar daha plâstik, yüksek kaliteli betonlar daha ziyade elâstik olarak gözükmekte ve birincilere dörtken, ikincilere ise üçken gerilme - deformasyon diyagramı olarak uymaktadır. Binaenaleyh ikinci dereceden parabol dörtken ve üçkenin vasatisi olarak daha ziyade kabule şayan gözükmektedir.



Şekil — 15

4 — Çatlaklar ve sehimler :

Madrid toplantısından sonra bu iki nokta ile alâkalı olarak 7.5 metre açıklığında 10 ve 3 metre açıklığında 99 kiriş üzerinde tecrübeler yapılmıştır.

Muhtelif nazariyelerin tatbikiyle elde edilen çatlak araları ve derinliklerinin tecrübe neticeleriyle intibak ettiği tesbit edilmiştir. Ne yazık ki muhtelif formüller en fazla gerilmeye maruz cer teşhizatının yakınındaki dik çatlaklara racidir. Mevcut nazariyelerin hiç biri cer teşhizatıyla bitaraf mihver arasındaki gövde kısmındaki çatlaklara raci değildir ve bu kısımda çatlakların genişliği cer teşhizatı yakınındaki genişliğin bazan iki mislini bulmaktadır. Yine gövde kısmında hem rötreye hem de katia kuvvetinden ileri gelen çatlakların derinlik ve aralığını veren herhangi bir nazariye de mevcut değildir.

Çatlaklar ve sehimler mevzuunda henüz vazih bir neticeye varılmadığını kaydeden Komite yalnız çatlak derinlikleri üzerinde durmuş ve muhtelif şartlara göre azami çatlak derinliklerini:

— Dışarıda bulunup çelik için muzır olabilecek rutubete, deniz suyunun tesirine, tahrip edici dumanlara veya diğer muzır kimyevi unsurlara maruz olan yapı unsurlarında 0.1 mm,

— Dışarıda olup normal şartlar altında bulunan yapı unsurlarında 0.2 mm, ve,

— İçerde bulunan normal şartlar altındaki yapı unsurlarında 0.3 mm olarak tesbit etmiştir.

5 — Katia kuvveti hakkında :

Malûm olduğu üzere iki uncuda aynı istikamette eşit iki anın tesir ettiği serbest mesnetli bir kirişin ortasındaki makta (Şekil: 16) yalnız katia kuvvetine maruzdur ve bu maktada katiaya karşı mukavemet:

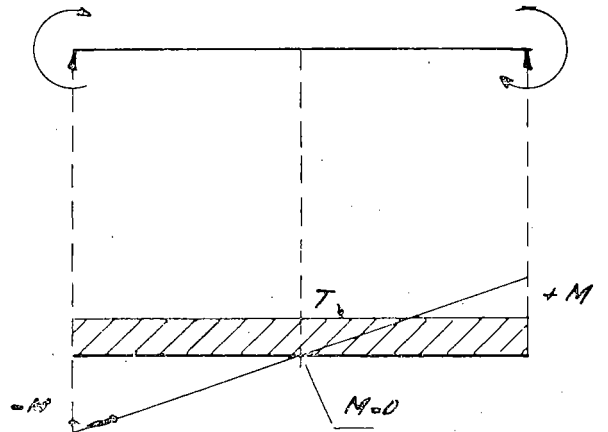
$$T_b = c \cdot n'_0 \cdot S_b$$

formülü sayesinde elde edilir. Bu formülde:

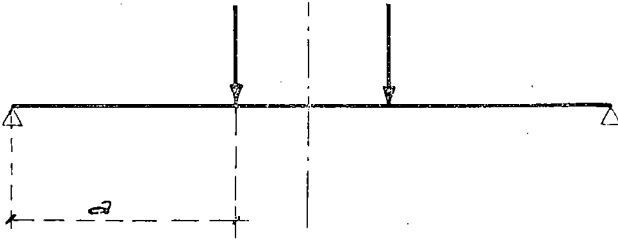
c, anın kabili ihmal olduğu maktalarda 0.50 ye eşit olan sabit bir değer,

n'_0 , betonun cer mukavemeti, ve,

S_b , maktain geometrik alanıdır.



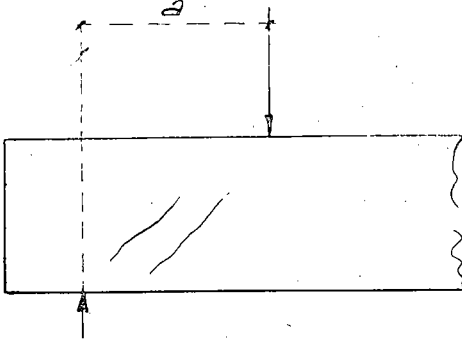
Şekil — 16



Şekil - 17

Normal tesirlere maruz kirişlerde katıya karşı mukavemet M/Th_1 arzani teşhizat ve yüklerin vaziyeti ile de ayrıca alâkalıdır. Simetrik olarak iki yüke maruz iki mesnetli bir kirişte **yüklerin vaziyeti** (Şekil: 17) katıya açıklığı tâbir edilen a/h_1 ifadesiyle rol oynar. Böyle bir kirişte katıya neticesi çatlak meydana gelebilmesi için nazarı itibara alınan maktada:

— Katıya kuvvetinin yukarı formüldeki T_b den ve,



Şekil - 18

— Eğilme anının da katıya anı tâbir edilen:

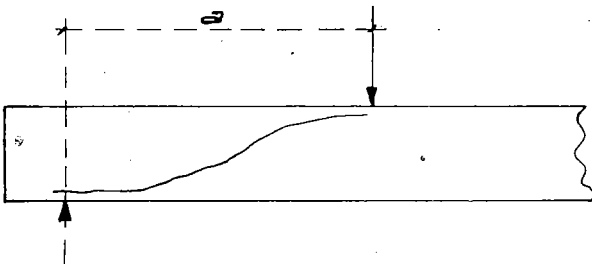
$$M_s = k n_0 b h_1 \left(0.57 - \frac{4.5}{7000} n_0 \right)$$

kıymetinden büyük olması lâzımdır ve bu formülde ki elâstikiyet nazariyesinde bitaraf mihver yüksekliği y_1 tâyin eden emsaldır.

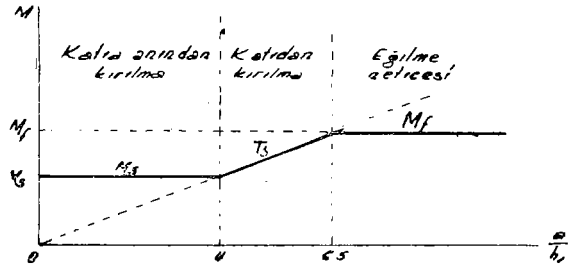
Bu suretle (Şekil: 17) deki kirişlerde arzani teşhizat bulunmadığına göre üç türlü kırılma meydana gelecektir:

a) $a < h_1$ olduğu takdirde: Yük T_b katıya kuvvetini meydana getiren kıymeti bulduğu zaman gövdede mail çatlaklar belirir (Şekil: 18), fakat kirişin kırılması için eğilme anını M_s kıymetine eşit yapacak veçhile yükün artırılması lâzımdır.

b) $4h_1 < a < 6.5 h_1$ olduğu takdirde: Yükün art-



Şekil - 19

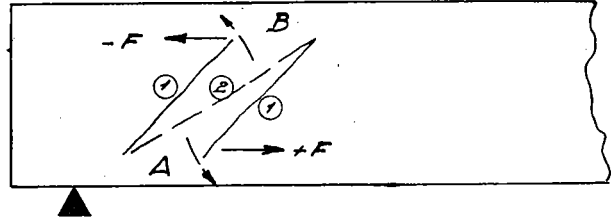


Şekil - 20

ması neticesinde evvelâ eğilme anı M_s kıymetine ulaşır, çatlak henüz görülmez. Fakat yük artıp katıya kuvveti T_b kıymetine ulaştığı zaman çatlak belirir (Şekil: 19) ve çatlak belirmesiyle beraber anı olarak kiriş kırılır.

c) $a > 6.5 h_1$ olduğu takdirde: Kiriş yalnız eğilme neticesinde kırılabilir.

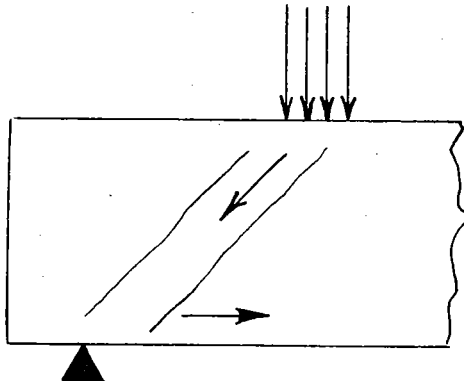
Bu üç kırılma halinin alanları (Şekil: 20) üzerinde gösterilmiştir.



Şekil - 21

Yukarıdaki düşünceler münferit yüklere raci olup münteşir yüklere maruz kirişlerde makul ve rasyonel gözükken bir netice elde edilememiştir.

Arzani teşhizatın tesirlerine gelince, şakuli etriyelerin maktai ve mukavemeti kâfi olduğu takdirde evvelâ (1) katıya çatlakları ve tazyik manivelâları belirir (Şekil: 21), AB tazyik manivelâsı maruz kaldığı $\pm F$ kuvvetleri muvacehesinde okla gösterilen istikamette dönmeye çalışır, fakat bu manivelâ üstte betona, altta cer teşhizatına iyice bağlanmış olursa dönemez ve ancak katıya kuvvetleri bir miktar daha arttırıldıktan sonra 45 dereceden yatık (2) çatlakları meydana gelir ve bazan bu çatlakların meyli 5/1 i bulur. Ehemmiyetli olan nokta (1) çatlak-



Şekil - 22

larından sonra kuvvetlerin yeniden dağılımı sayesinde katia kuvvetinin artması ve bilâhare (2) çatlaklarının belirmesidir.

Şunu da derhal kaydetmek icap eder ki arzani teçhizat olmasa bile katia açıklığı ikiden küçük olduğu takdirde AB tazyik manivelâlarının tazyike karşı kırılması neticesinde kiriş çöker.

Katia çatlaklarında tesiri görülen diğer bir husus da kavrama hâdisesidir. Bu hâdise, tesir eden kuvvetin tazyik mıntikasındaki ufki beton liflerini sıkmasından ileri gelir. Kavrama hâdisesi, münferit yükün mesnete yakın olup (Şekil: 22), çatlaklar ve dolayısıyla tazyik manivelâsı meydana geldiği zaman, yeni çalışma halinde oynadığı ehemmiyetli rolde ziyadesiyle tebarüz eder. Ne yazık ki münferit yüklerde vazih gibi görünen bu hâdiseyi münteşir yüklerde bir formüle sokmanın çok güç olacağı anlaşılmıştır.

6 — Emniyet emsali :

Daha evvelki bahislere göre (II - 7), çelik ve betonun karakteristik gerilmeleri R_e için, asgari 20 nümune üzerinde tecrübe yapılmak şartıyla gayri müsait netice veren yarı adet nümunelerin neticelelerinin vasatı alınacaktır.

Hesapların kolaylığı bakımından yükler için de (II - 19) formülünde: $1 \pm k \delta = 1$ alınmasını Komite uygun görmüştür.

Aynı mevzudaki C emsallerine gelince: Etüt ve hesaplar dakik ve sahih olarak yapıldığı takdirde, ihtimamlı inşaat için ve tahribat ve yıkılma halinde tepkinin vasat olması halinde mezkûr emsaller için:

Çelik	$C_m = 1.15$ ilâ 1.20
Beton	$C_m = 1.50$ ilâ 1.60
Yük ve tesirler: C_s	$= 1.25$

Etüt ve hesaplar, inşaat ve yıkılma tepkileri yukarıda bahsedilenden farklı olduğu takdirde C_s emsali aşağıdaki nisbetlerle tashih edilecektir:

- Etüt ve hesapların sihhati vasat olduğunda:
- % 15 çoğaltma,
- İhtimamlı olmıyan vasat inşaat: % 15 çoğaltma,
- Etüt, hesap ve inşaat vasat olduğu takdirde:
- % 30 çoğaltma, -
- Yıkılma tepkisinin ehemmiyetli olması hali:
- % 15 çoğaltma,
- Yıkılma tepkisinin ehemmiyetsiz olmasında:
- % 15 azaltma.

Binaenaleyh etüt, hesap ve inşaatın vasat ihtimamlı yapılacağı ve yıkılma halinde ehemmiyetsiz tepki yaratacak olan bir yapının etüt ve hesaplarında yük ve tesirler için:

$$C_s = 1.25 \times 1.30 \times 0.85 = 1.38$$

emsali alınacaktır.

Kabul edilen bu çoğaltma veya azaltma nisbetleri hiç şüphesiz ki kati mahiyette verilmemiş ve hesap ve proje müellifine kati takdir hakkı bırakılmıştır.

Acaba, meselâ basit eğilme halinde, bir makta hesap veya tahkik edilirken yukarıdaki emniyet emsalleri ne suretle hesaplara ithal edilecektir?

İlk akla gelen şekil şudur: Kiriş üzerine gelen bütün yükler C_s emsaliyle çarpılıp nazarı itibara alınan maktadaki an M_s hesaplanır. Maktanı kesiti ($b h_1$) malûm ise beton ve çeliğin karakteristik mukavemetleri:

$$R_d = \frac{R_e}{C_m} \quad L_d = \frac{L_e}{C_m}$$

olduğuna göre maktanın güç tükenme anı den az olmayacak şekilde teçhizat miktarı hesaplanır. Binaenaleyh esas olarak:

$$R_e = 400 \text{ kg/cm}^2 \quad L_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_m = 1.6 \quad C_m = 1.2$$

Nazarı itibare alındığı takdirde hesaplarda betonun ve çeliğin karakteristik mukavemetleri olarak

$$R_d = 400/1.6 = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_d = 2400/1.2 = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

gözükcektir.

Maatteessüf - bu tarz basit olmakla beraber yanlış neticeler verir. Filhakika (II - 3) bahsindeki formüller n_o ve n'_a için ayrı ayrı emniyet emsali alınamayacağını göstermektedir.

Binaenaleyh hesaplarda beton ve çelik için C_m emsalinin ayrı ayrı kıymetleriyle M_s çarpılıp M_b ve M_a edildikten sonra beton azamî gerilmesinin M_b altında R_e yi ve çelik azamî gerilmesinin de M_a altında I_e yi aşmadığı tahkik edilecektir.

7 — Neticeler :

Yukarıda izah edilen muhtelif kanaat ve düşünceler sonunda Avrupa Beton Komitesi aşağıdaki kararları alarak Roma toplantısını kapamıştır:

a) Tecrübeler:

Maktanın geometrik şeklinin, beton ve çelik kalitesinin, tazyik demirlerinin, mikyasın ve yükleme zamanıyla değişik yüklerin tesirini tesbit etmek üzere tecrübeler yapılacak; bu tecrübelerin tefsiri için beton ve çeliklerin muhtelif karakteristikleri, tecrübe nümünelerinin muhafaza şartlarıyla ebadi ve tecrübe usulü ve şekli tasrih edilecek; her tecrübeye ait muhtelif ölçüler tebarüz ettirilecektir.

b) Eksantrik tazyik :

Yüksek teçhizatlı maktalar için ve eksantrikliğinin vasat veya az olduğu mürekkep eğilmelere ait tamamlayıcı tecrübeler yapılması çok şayanı arzudur.

c) Çatlaklar :

Rötre ve katia kuvveti altında meydana gelen çatlaklar üzerinde ve aynı zamanda yükleme müddet ve şeklinin çatlakların genişliğine tesiri üzerinde araştırmalar yapılacaktır.

d) Katia kuvveti :

Katia kuvvetinin güç tükenme hali üzerindeki tesirini tesbit eden formül teklif edilecek ve bu formülde W/Th_1 ifadesi ile kavrama hâdisesinin tesiri tebarüz ettirilecek; formülde teçhizatın aderansı, kirişin mikyası, tazyik tablasıyla kiriş gövdesinin redörleri nisbeti gibi hususiyetler nazarı itibara alınacak; arzani teçhizatın tip, tertip ve tanziminin tesiri incelenecek ve değişik yükseklikli kirişler ve nâzım kuvvetlerin tesiri ayrı ayrı etüt edilecektir.