

土木研究所費により研究
荷重係数設計法に関する研究

Br-08



土木研究所資料

第1001号

英国橋梁示方書コンクリート橋設計基準案(1973年版)訳

昭和50年2月

建設省土木研究所
構造橋梁部 橋梁研究室

土木研究所資料

第一〇〇一号

英国橋梁示方書コンクリート橋設計基準案(一九七三年版)訳

昭和五十年二月

建設省土木研究所

要 旨

本資料は、英国橋梁示方書のコンクリート橋基準（The Design and Specification for Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 4 : The Design of Concrete Bridges）の案（BS Draft Code 73/10841 DC）を全訳したものである。

同基準案は、コンクリート橋の設計法に本格的に限界状態設計法を導入した世界で初めてのものである。

訳 者 序

現在、英国では、道路橋示方書 (The Design and Specification for Steel, Concrete and Composite Bridges) の大幅な改訂作業が行なわれており、1972年末に、2編荷重に対する案 (Part 2 : Loads) が、1973年7月には、4編コンクリート橋に対する案 (Part 4 : Design of Concrete Bridges) と、7編コンクリート関係の材料および施工に対する案 (Part 7 : Material and Workmanship—Concrete, Reinforcement and Prestressing Tendons) が発表された。

上記のうち、2編荷重については、すでに土木研究所資料第894号としてその内容を紹介したところであるが、本資料は、上記の4編のコンクリート橋に対する案を訳したものである。この案は、荷重係数設計法 (コンクリート関係の分野では、限界状態設計法とも呼ばれている。) を本格的に取り入れた世界で最初のコンクリート橋の設計法に関するものであり、近い将来コンクリート橋の設計にこの新しい考え方を取り入れようとしている我々にとって、非常に有益な資料と考えられる。橋梁研究室においては、道路橋の荷重係数設計法について研究を行っており、この研究を実施するにあたっての業務用資料として、邦訳されたものがあると非常に便利であるので、ここに、本資料を印刷することにした。

訳については、読みづらい点もあり、また意味を取り違えたところがあるかも知れないが、それらについては、読者の御指摘をいただければ幸いである。

4編と2編は、互いに関連をもたせるように案が作られているので、4編を読むに際して2編がないと解り難いところが多い。このため、本資料の使用の便を考え、巻末に、2編の要約 (橋梁研究室の国広と藤原が、雑誌橋梁と基礎の1974年7月号において投稿したもの) を載せてある。

本資料の原文は、橋梁研究室の井上研究員が、科学技術関係長期在外研究員として、1973年9月から一年間英国に留学した際入手したものであり、恐らく、我国で唯一の貴重な資料と考えられる。

最後に、翻訳にあたって、佐藤雅則氏 (ピーエスコンクリート株式会社) の助力をいただいたことを付記しておく。

なお、本資料の力の単位は、ニュートン (N) で表わされているが、 $1\text{KN} = 10.2\text{kg} = 10\text{kg}$ である。

昭和50年2月

橋梁研究室室長 国 広 哲 男
研究員 朝 倉 肇

鋼橋, コンクリート橋, 合成げた橋示方書(案)

4 編 コンクリート橋の設計基準

目 次

1 章 範囲, 定義, 概念

1.1 範囲	1
1.2 定義	1
1.2.1 限界状態	1
1.2.2 使用限界	1
1.2.3 終局限界	1
1.2.4 特性荷重	1
1.2.5 材料の特性強度	1
1.2.6 部分安全係数	1
1.2.7 設計荷重	1
1.2.8 材料の設計強度	1
1.3 限界状態の概念	2
1.3.1 一般	2
1.3.2 使用限界	2
1.3.3 終局限界	2

2 章 設 計

2.1 限界状態に対する規定	3
2.1.1 使用限界状態	3
2.1.1.1 ひびわれ	3
2.1.1.2 振動に対する使用限界	3
2.1.1.3 鋼材の応力限界	5
2.1.1.4 コンクリートの応力限界	5
2.1.2 終局限界状態	5
2.1.2.1 破壊または不安定	5
2.1.2.2 振動崩壊条件	5
2.1.3 その他	5
2.1.3.1 たわみ	5
2.1.3.2 疲 勞	5
2.1.3.3 耐久性	5
2.2 荷 重	6
2.2.1 一般	6
2.2.2 使用限界状態に対する荷重	6

2.2.2.1 ひびわれ	6
2.2.2.2 応力限界	6
2.2.2.3 振 動	6
2.2.3 終局限界状態に対する荷重	6
2.2.4 たわみに対する荷重	6
2.2.5 疲労に対する荷重	7
2.3 材料の性質	7
2.3.1 一 般	7
2.3.2 材料特性	7
2.3.2.1 コンクリート	7
2.3.2.2 鉄筋およびP C鋼材	8
2.3.3 使用限界状態に対する r_m の値	8
2.3.3.1 一 般	8
2.3.3.2 ひびわれ	8
2.3.3.3 応力限界	9
2.3.3.4 振 動	9
2.3.4 終局限界状態に対する r_m の値	9
2.3.5 たわみに対する r_m の値	9
2.4 構造物の解析	9
2.4.1 一 般	9
2.4.2 使用限界状態に対する解析	9
2.4.2.1 一 般	9
2.4.2.2 解析方法とその条件	9
2.4.3 終局限界状態に対する解析	11
2.4.3.1 一 般	11
2.4.3.2 解析方法とその条件	11
2.4.4 模型解析と試験	11
2.4.5 解析方法の実験的検証	11
2.5 限界状態条件にしたがった解析	11
2.5.1 使用限界状態	11
2.5.2 終局限界状態	12
2.6 たわみ	12
2.7 疲 勞	12

3 章 設計と細目 鉄筋コンクリート

3.1 一 般	13
---------	----

3.1.1	3章の範囲	13
3.1.2	鉄筋コンクリートの限界状態設計	13
3.1.2.1	設計の基礎	13
3.1.2.2	耐久性	13
3.1.2.3	その他の検討	13
3.1.3	荷重	13
3.1.4	材料の強度	13
3.1.4.1	強度の定義	13
3.1.4.2	コンクリートの特性強度	13
3.1.4.3	鉄筋の特性強度	14
3.2	構造物と構造骨組	14
3.2.1	構造物の解析	14
3.2.2	モーメントの再分配	14
3.3	はり	15
3.3.1	一般	15
3.3.1.1	有効支間	15
3.3.1.2	フランジのあるはりの有効幅	15
3.3.1.3	はりの細長さに対する制限	15
3.3.2	はりの抵抗モーメント	15
3.3.2.1	断面の解析	15
3.3.2.2	設計チャート	15
3.3.2.3	設計公式	16
3.3.3	はりのせん断抵抗	17
3.3.3.1	はりのせん断応力度とせん断鉄筋	17
3.3.3.2	はりの支点近辺の集中荷重	18
3.3.4	ねじり	18
3.3.4.1	一般	18
3.3.4.2	ねじりを検討しない場合	18
3.3.4.3	応力および補強	18
3.3.4.4	種々の断面の取扱い方	18
3.3.5	はりのたわみ	20
3.3.6	はりに発生するひびわれの制御	20
3.4	スラブ	20
3.4.1	中実なスラブ	20
3.4.2	中実スラブの抵抗モーメント	20
3.4.3	中実スラブのせん断強度	20

3.4.3.1	中実スラブのせん断応力度——一般	20
3.4.3.2	集中荷重を受ける中実スラブのせん断応力度	21
3.4.4	中実スラブのたわみ	22
3.4.5	中実スラブのひびわれの制御	22
3.5	柱	22
3.5.1	柱—概要	22
3.5.1.1	短柱および長柱	22
3.5.1.2	拘束のある柱および拘束のない柱—定義	22
3.5.1.3	柱の有効高さ	22
3.5.1.4	柱の細長比の限度	23
3.5.2	柱のモーメントおよび力	23
3.5.3	拘束のある短柱	24
3.5.4	曲げと軸力を受ける短柱	24
3.5.4.1	断面の解析	24
3.5.4.2	設計チャート	24
3.5.4.3	設計計算式	24
3.5.5	2軸曲げを受ける短柱	25
3.5.6	長柱	25
3.5.6.1	弱軸に関する曲げを受ける長柱	25
3.5.6.2	強軸に関する曲げを受ける長柱	26
3.5.6.3	2軸に曲げを受ける長柱	26
3.5.6.4	長柱の付加モーメントの補正	26
3.5.6.5	付加モーメントダイアグラム	27
3.5.7	最小鉄筋量	27
3.5.8	柱のたわみ	27
3.5.9	柱のひびわれ制御	27
3.6	鉄筋コンクリート壁	28
3.6.1	一般	28
3.6.1.1	鉄筋コンクリート壁—定義	28
3.6.1.2	鉄筋コンクリート壁の有効高さ	28
3.6.1.3	細長さの制限	28
3.6.2	鉄筋コンクリート壁の力とモーメント	28
3.6.3	軸荷重を受ける支持のある鉄筋コンクリート低壁	29
3.6.4	対称配置とみなせるスラブを支持している支持のある鉄筋コンクリート低壁	29
3.6.5	モーメントおよび軸力に抵抗する鉄筋コンクリート低壁	29
3.6.6	スレンダーな鉄筋コンクリート壁	29

3.6.7	鉄筋コンクリート壁のたわみ	29
3.6.8	鉄筋コンクリート壁のひびわれ制御	29
3.7	基礎	30
3.7.1	一般	30
3.7.2	基礎のモーメントと力	30
3.7.3	基礎の設計	30
3.7.3.1	曲げ抵抗	30
3.7.3.2	せん断	30
3.7.3.3	付着と定着	31
3.7.4	たわみの限界状態	31
3.7.5	基礎のひびわれ制御	31
3.8	設計細目に関する検討	31
3.8.1	構造細目	31
3.8.1.1	部材寸法	31
3.8.1.2	鉄筋配置に関する許容誤差	31
3.8.1.3	施工目地および伸縮目地	32
3.8.2	鉄筋コンクリートのかぶり	32
3.8.3	鉄筋一般説	33
3.8.3.1	束ね鉄筋	33
3.8.3.2	鉄筋計画寸法	33
3.8.4	部材の最小鉄筋量	33
3.8.4.1	最小主鉄筋量	33
3.8.4.2	最小配力鉄筋量	33
3.8.4.3	最小スターラップ量	34
3.8.5	部材の最大鉄筋量	34
3.8.6	付着定着と支圧	35
3.8.6.1	局部付着	35
3.8.6.2	定着付着	35
3.8.6.3	鉄筋あるいは束ね鉄筋の有効周長	36
3.8.6.4	スターラップの定着	36
3.8.6.5	重ね継手および継手	36
3.8.6.6	鉄筋の溶接継手	37
3.8.6.7	フックおよび折り曲げ	37
3.8.6.8	曲げ筋内側の支圧応力度	37
3.8.7	鉄筋の打ち止めおよび定着	38
3.8.7.1	鉄筋の打ち止めの際の一般的必要事項	38

3.8.8	鉄筋間隔	38
3.8.8.1	鉄筋の最小純間隔	38
3.8.8.2	引張鉄筋の最大間隔	39
3.8.8.3	斜スラブの引張鉄筋の間隔(検討中)	40
3.8.8.4	収縮に対する用心鉄筋の間隔	40
3.9	軽量骨材コンクリート使用上の注意	40
3.9.1	一般	40
3.9.2	耐久性	40
3.9.3	特性強度	40
3.9.4	はりのせん断抵抗	40
3.9.5	はりのねじり抵抗	41
3.9.6	はりのたわみ	41
3.9.7	スラブのせん断抵抗	41
3.9.8	スラブのたわみ	41
3.9.9	柱	41
3.9.9.1	短柱	41
3.9.9.2	長柱	42
3.9.10	局部付着, 定着付着および重ね合わせ	42
3.9.11	曲げ筋内側の支圧応力度	42
4	章 設計および構造細目 プレストレストコンクリート	
4.1	一般	43
4.1.1	4章の範囲	43
4.1.2	プレストレストコンクリートの限界状態設計	43
4.1.2.1	設計の基礎	43
4.1.2.2	耐久性	43
4.1.2.3	安定性およびその他の検討	43
4.1.3	荷重	43
4.1.3.1	一般	43
4.1.3.2	設計荷重の載せ方	43
4.1.4	材料の強度	43
4.1.4.1	強度の定義	43
4.1.4.2	コンクリートの特性強度	43
4.1.4.3	PC鋼材の特性強度	44
4.2	構造物および構造骨組	45
4.2.1	構造物の解析	45

4.2.2	モーメントの再分配	45
4.3	はり	46
4.3.1	一般	46
4.3.1.1	定義	46
4.3.1.2	スレンダーなはり	46
4.3.2	使用限界状態 — ひびわれ発生	46
4.3.2.1	断面解析	46
4.3.2.2	使用荷重下での応力度の制限	46
4.3.2.3	応力導入時の応力限界	49
4.3.3	終局限界状態 — 曲げ	49
4.3.3.1	断面解析	49
4.3.3.2	設計チャート	50
4.3.3.3	設計公式	50
4.3.3.4	非長方形断面	51
4.3.4	はりのせん断抵抗	51
4.3.4.1	曲げひびわれのない断面	51
4.3.4.2	曲げひびわれのある断面	52
4.3.4.3	せん断鉄筋	53
4.3.4.4	最大せん断力	53
4.3.5	はりのねじり抵抗	54
4.3.5.1	応力および補強	54
4.3.5.2	種々の断面の取扱い方	54
4.3.6	はりのたわみ	55
4.3.6.1	Ⅰ種およびⅡ種の部材	55
4.3.6.2	Ⅲ種の部材	56
4.4	スラブ	56
4.5	柱	56
4.6	引張部材	56
4.7	軽量骨材プレストレストコンクリート	56
4.8	プレストレッシング	56
4.8.1	最大初期プレストレス	56
4.8.2	摩擦損失以外のプレストレスの損失	56
4.8.2.1	一般	56
4.8.2.2	鋼のレラクセーションによるプレストレスの損失	57
4.8.2.3	コンクリートの弾性変形によるプレストレスの損失	57
4.8.2.4	コンクリートの乾燥収縮によるプレストレスの損失	57

4.8.2.5	コンクリートのクリープによるプレストレスの損失	58
4.8.2.6	定着時のプレストレスの損失	58
4.8.2.7	蒸気養生によるプレストレスの損失	58
4.8.3	摩擦によるプレストレスの損失	59
4.8.3.1	一般	59
4.8.3.2	ジャッキおよび定着具の摩擦	59
4.8.3.3	ダクトの蛇行による摩擦	59
4.8.3.4	PC鋼材の曲がりによるダクトの摩擦	59
4.8.3.5	円形構造の摩擦	60
4.8.3.6	潤滑油	60
4.8.4	プレテンション部材の伝達長	60
4.8.5	ポストテンション部材の端ブロック	61
4.8.5.1	割裂力	61
4.9	設計細目に関する注意事項	62
4.9.1	一般	62
4.9.2	PC鋼材の径および数	62
4.9.3	PC鋼材のかぶり	62
4.9.4	PC鋼材の間隔	62
4.9.5	プレストレストコンクリートばりの軸方向鉄筋	63
4.9.6	プレストレストコンクリートばりのスターラップ	63
4.9.7	衝撃荷重	63
5	章 設計および構造細目 プレキャストおよび合成コンクリート構造物	
5.1	一般	64
5.1.1	5章の範囲	64
5.1.2	限界状態設計	64
5.1.2.1	設計の基礎	64
5.1.2.2	取り扱い時の応力	64
5.1.2.3	接合およびジョイント	64
5.2	プレキャストコンクリート構造	64
5.2.1	ラーメン構造と連続ばり	64
5.2.2	スラブ	64
5.2.3	その他のプレキャスト部材	64
5.2.4	プレキャスト部材の支承	65
5.2.4.1	コンクリート持送り (corbel)	65
5.2.4.2	プレキャスト部材の支承の幅	65

5.2.4.3	支圧応力	65
5.2.4.4	水平力やねじりを受ける支承	65
5.2.5	プレキャスト部材間のジョイント	66
5.2.5.1	一般	66
5.2.5.2	主に圧縮力を伝達するジョイント	66
5.2.5.3	相欠きジョイント	66
5.3	部材間の構造継手	68
5.3.1	一般	68
5.3.1.1	継手の構造的な必要条件	68
5.3.1.2	設計方法	68
5.3.1.3	設計細目に関する注意事項	68
5.3.1.4	現場での指示	68
5.3.2	鉄筋の連結	69
5.3.2.1	一般的必要事項	69
5.3.2.2	重ね継手	69
5.3.2.3	スリーブ継手	69
5.3.2.4	ねじ継手	69
5.3.2.5	溶接継手	70
5.3.3	鋼製インサートを使った継手	70
5.3.4	その他の型の継手	70
5.4	合成コンクリート構造	70
5.4.1	一般	70
5.4.2	せん断	71
5.4.3	使用限界状態	71
5.4.3.1	一般	71
5.4.3.2	コンクリートの圧縮	71
5.4.3.3	コンクリートの引張	71
5.4.3.4	せん断接合	72
5.4.3.5	不等収縮	73
5.4.3.6	合成部材の連結	73
付 録 A	直接計算により使用限界を検討する方法	75
付 録 B	可動継目	78
付 録 C	養生	80
付 録 D	コンクリートの弾性変形	83
付 録 E	普通鉄筋の付着性に関する分類	84
付 録 F	構造解析	85
参考資料	英国橋梁設計示方書の設計荷重(案)	99

まえがき

BS(未定)は鋼橋、コンクリート橋および合成げた橋の設計に関する技術基準であり、これらの設計に必要な荷重および荷重の組合せと使用材料に関する示方書でもある。

つぎの各編に分けて刊行される予定である。

- 1 編 一般事務
- 2 編 荷重
- 3 編 鋼橋の設計
- 4 編 コンクリート橋の設計
- 5 編 合成げた橋の設計
- 6 編 材料および製作——鋼
- 7 編 材料および製作——コンクリート、鉄筋およびプレストレス材

1 章 範囲, 定義, 概念

1.1 範囲

コンクリート橋の設計に関するこの4編はCP110 (コンクリート構造的利用) と共通しているところを多く含んでいる。特に4編は限界状態の概念に基づいている。

設計目的と条件を述べてから鉄筋コンクリート, プレストレストコンクリートおよびコンクリートの合成構造物についてそれぞれ述べる。

対象としている構造要素は, はり, スラブ, 柱, 壁, 基礎, 引張部材およびプレキャスト部材の接合である。

1.2 定義

1.2.1 限界状態

限界状態とは, その状態をこえると構造物がその目的に対して十分に適合しなくなる状態である。この示方書では2つの限界状態を考えており, その1つは使用限界であり, もう1つは終局限界である。

1.2.2 使用限界

使用限界とは, 使用性の喪失あるいは補修作業が必要となることを意味し, 部分的な損傷, 過度のひびわれ, たわみ, または歩行者に不安感を与えるような振動等のことである。

1.2.3 終局限界

終局限界とは, いかなる荷重の増加に対しても抵抗できないことを意味する。

1.2.4 特性荷重

特性荷重とは, 構造物の供用期間中にある確率でこえることのない大きさの荷重である。

1.2.5 材料の特性強度

材料の特性強度とは, 試験の結果不合格となるものが5%以下となる規格強度である。

1.2.6 部分安全係数

部分安全係数とは, 超過荷重および構造物の強度が計算された設計強度に達しない可能性を考慮して, 特性荷重, 特性強度および材料の性質に適用される係数である。

1.2.7 設計荷重

設計荷重は, 特性荷重に部分安全係数 r_s を乗じた荷重である。 r_s の値については2編荷重に与えられている*。

* この草案では, いわゆる欠陥係数 (gap factor) r_G は r_s と組合わせて用いられる。当初, r_s は使用限界状態で1.0, 終局限界状態で1.15という値にした。しかし, すべての部分安全係数は研究に照らし合わせて再吟味する必要がある。

1.2.8 材料の設計強度

材料の設計強度は, 特性強度を部分安全係数 r_m で除した強度である。

1.3 限界状態の概念

1.3.1 一般

設計の目的は設計された構造物が要求される使用条件を満たさなくなる確率、すなわち、構造物が限界状態に達する確率をある値以下にすることである。

設計に用いられる特性強度、特性荷重は使用される材料の強度および性質のばらつきと載荷荷重のばらつきを考慮している。必要なデータが十分ある場合には、特性値は統計的事実に基づいて定められる。データが十分でない場合には経験に基づいて定められる。部分安全係数には材料強度に対するものと荷重および荷重効果に対するものがある。特別な検討をしない場合には、これらの安全係数として、材料、荷重のタイプ、考慮している限界状態に応じて2.2、2.3に示す値をとるものとする。

設計では、安全性と使用性が十分に保証されるように2種類の限界状態を考慮しなければならない。通常の設計では、終局限界状態を基本に設計し、次いで残りのすべての状態に達することがないことを検討するものとする。

1.3.2 使用限界

構造物は120年の寿命を縮めたり、多大な補修費用を招くような部分的な損傷が生じないように設計しなければならない。特に計算によって得られるひび割れ幅が2.1.1.1の許容ひびわれ幅をこえないようにすべきであり、構造物の動的挙動は2.1.1.2の条件を満足するようにしなければならない。

1.3.3 終局限界

構造物の強度は転倒、座屈も考慮して設計荷重に対して十分に抵抗できるようすべきである。設計においては、場合によっては動揺(sway)も考慮して、弾性的または塑性的不安定により発生する転倒、座屈による1断面またはそれ以上の断面の破壊が起こらないよう検討しなければならない。

構造物の形状および構造物部材間の結合は堅固で安定したものでなければならない。構造物は通常の要因によって発生する荷重を支えるように設計されなければならない。また誤使用とか事故に対してはある確率で壊れないように設計しなければならない。どんな構造物でも特殊な原因により発生する過度の荷重や力に対して抵抗することは期待できないが、急激に崩壊するようなものであってはならない。

2 章 設 計

2.1 使用限界状態

2.1.1 使用限界状態

2.1.1.1 ひびわれ

コンクリートのひびわれは構造物の外見や耐久性を損なうものであってはならない。技術者は、個々の構造物の条件とそのおかれている状況に対してひびわれが過大とならないようにしなければならないが、以下の値をその限度の目安としてよい。

(1) 鉄筋コンクリート

許容ひびわれ幅を付録Aによって計算する場合は、表-1の値をこえてはならない。

表-1 許容ひびわれ幅

状 態	許容ひびわれ幅 (mm)
(1)普通 激しい雨にさらされず、水で飽和されている場合には水結しない表面の場合 たとえば 1. 防水膜で覆われている表面 2. 凝結に関係しない内側表面 3. 下面 4. 埋設コンクリートおよび荒野の水を含む $\text{PH} > 4.5$ の水中に常にある場合	0.25
(2)酷 A 表面が激しい雨にさらされ、交互に湿ったり、乾いたりする場合、たとえば、背面盛土に接しており湿っている場合には凍結するような場合 酷 B 表面が凍結防止用の塩分のしぶきにさらされる場合、たとえば道路端の構造物とか沿岸構造物	0.25 0.15
(3)過酷 表面が海水作用にさらされているもの、たとえば海食作用とか $\text{PH} \leq 4.5$ の荒野の水のようなものにさらされる場合	0.10

(2) プレストレストコンクリート

設計荷重時のPC構造物の使用限界状態は曲げ引張応力限界に対応する。以下の3つの種別からなる。

Ⅰ種：引張応力を許さない

Ⅱ種：引張応力は許すが可視ひびわれを許さない

Ⅲ種：表-1に示される値以下の設計ひびわれ幅を認める

1と2の設計荷重の完全な組合せのもとでⅡ種、Ⅲ種を認めた場合でも、すべての構造物は設計死荷重と上載死荷重に対してはⅠ種で検討しなければならない(2.2.2.1参照)。

2.1.1.2 振動に対する使用限界

一般の形式の橋に対する自動車荷重の動的効果は、特性荷重に含まれている衝撃に対する余裕でカバーできると思われる。この条項は、歩道橋または歩道を主な機能とする橋にのみ適用するもの

とする。

構造物の振動を考慮する場合、通常垂直と水平のモードを考えなければならない。幅員の狭い構造物や張出部のあるけた(spine-beam)タイプの構造物ではねじれモードもまた考えなければならない。

構造物または構造物の構成要素の動的挙動は

- a 構造物に対して永久的な損害を与えない
- b 大部分の歩行者に対して不快感と心配を与えない

という条件を満足しなければならない。

もし、構造物の固有振動数が10 Hz をこえているならば、この条項の条件は満足されていると思われる。

10 Hz以下の固有振動数に対しては、歩道橋のどの部分でも最大加速度は $g \frac{\sqrt{f}}{20}$ 以下でなければならない。ここに f は固有振動数(Hz) 次の2ケースに対する群集荷重載荷の場合には、限界速度は2 gまで認めてよい。

振動状態による構造物の永久損傷は次のように定義される。

- a RCの構造物に対しては、鉄筋の最大引張ひずみが0.0015または $\frac{0.75 f_y}{E_s}$ のいずれかをこえない。
- b PC構造物に対しては、静荷重に対してⅠ種またはⅡ種で設計された構造物の場合は、Ⅱ種またはⅢ種の限界引張応力をこえない。

この条項に対しては、静的活荷重載荷として特性荷重の50%をとるものとする。

固有振動数を計算する際、構造物の質量の計算には2編の2.2.2(使用限界に対する載荷)で定義される r_G と r_s の値を適用するものとする。動的弾性係数の値は、2.3.2.1に示されている静的弾性係数の値を用いるものとする。

他の情報がない場合には、各構造材料に対する減衰定数として次の値をとるものとする。

鉄筋コンクリート	減衰定数	0.02
プレストレストコンクリート	減衰定数	0.01
溶接または圧延鋼製品	減衰定数	0.01

次の2つのケースの動的群集荷重を考慮するものとする。

ケース1 橋梁の固有振動数が4.5 Hzのどちらか小さい方の振動数で時間的に正弦関数で変化する特性活荷重の $\frac{1}{2}$ に等価な等分布質量。作用力の振幅は単位周期当りのエネルギーが等分布荷重700 Nあたり $\frac{5}{f}$ metre Newtonである振幅とする。

ケース2 橋梁の固有振動数が、4.5 Hzのどちらか小さい方の振動数で時間的に正弦関数で変化する橋梁の任意の点に作用する9000 Nの集中荷重。力はどの方向にも作用するものとし、固有振動数は対応するモードに対して計算しなければならない。作用力の振幅は単位周期当りのエネルギーが $\frac{900}{f}$ metre Newtonとなるような振幅とするが、その大きさは質量が作用している位置の構造物の最大加速度が2 g以上となる値とする必要はない。

これらの2つのケースは組合せて考慮してはならない。

2.1.1.3 鋼材の応力限界

最大使用限界設計荷重載荷時（すなわち、1と2の荷重の完全な組合せ）のもとで、弾性計算により求められた曲げ応力度は次の値をこえてはならない。

- a 引張および圧縮を受ける鉄筋 $0.8f_y$
- b 引張を受けるPCの鋼材
 - 1) BS 2691 2章および3章
BS 3671 2章および3章 $0.8f_y$
BS 4486, BS 4757 3章
 - 2) BS 2691 4章 $0.6f_y$
BS 4757 2章

2.1.1.4 コンクリートの応力限界

コンクリートに対するすべての応力限界は3, 4, 5章で述べられている。

2.1.2 終局限界状態

2.1.2.1 破壊または不安定

この限界状態に対応する設計荷重下での構造物の設計においては、1断面またはそれ以上の断面における弾性的または塑性的不安定または転倒による破壊の結果、重大な崩壊が生じないことを確めなければならない。

2.1.2.2 振動崩壊条件

振動に対する使用限界の規定が満たされればこの条項を満足するものと思われる。

2.1.3 その他

2.1.3.1 たわみ

構造物または構造物の一部のたわみは構造物の外観とか機能に対して悪影響を与えるものであってはならない。

下記のような状況の場合には、たわみの計算が必要であるが、一般的にたわみはコンクリートの上部構造物の外観や機能に影響を与えない。

- a 最小クリアランスをおかす場合
- b 排水が不可能となる場合
- c 建設方法によって側面形状の管理に注意を要する場合、たとえば連続的な建設での不連続点やPCばりを隣接させて作る橋梁など

2.1.3.2 疲労

疲労に対する計算は溶接鉄筋のある種の細部についてのみ必要である。この計算では疲労寿命が120年以上であることを保証しなければならない。

2.1.3.3 耐久性

この基準の鉄筋のかぶりと許容ひびわれ幅（2.1.1.1）および7編の単位セメント量に対する規定は、ほとんどすべての構造物に対して十分な耐久性が得られるように意図されている。しかし、

さらに過酷な条件を受ける場合には特別な注意が必要であり、専門的な文献によって検討しなければならない。

2.2 荷 重

2.2.1 一 般

2 編荷重には荷重および強制変形に対する特性値が与えられている。

2.2.2 使用限界状態に対する荷重

1 と 2 の組合せからなる個々の荷重に対する部分安全係数 r_G と r_S は 2 編で与えられている。個々の使用限界状態に対応する設計荷重は次の通りである。

2.2.2.1 ひびわれ

a 鉄筋コンクリート

2.1.1.1 の条件を検討するためにひびわれ幅を計算する場合には、死荷重と橋面死荷重と HA 荷重 (HA 輪荷重を含まず) の 50% と群集荷重の 50% の組合せを考慮するものとする。設計荷重を求めるには荷重組合せ 1 に対応する部分安全係数を用いるものとする。列車荷重に対しては載荷される全荷重を考慮するものとする。

b プレストレストコンクリート

I, II, III 種の構造物は 1 と 2 の荷重の完全な組合せのもとで、2.1.1.1 の対応する応力限界によって検討するものとする。また、いずれの種類で設計するにしても、死荷重と橋面死荷重とのみからなる設計荷重のもとでは荷重組合せ 1 に対する部分安全係数を用いて、I 種の制限を満足しなければならない。

2.2.2.2 応力限界

2.1.1.3 の応力限界について検討する場合は、1 と 2 の荷重の完全な組合せを用いるものとする。

2.2.2.3 振 動

2.1.1.1 の振動条件を検討する時の設計荷重は、死荷重、橋面死荷重および活荷重の 50% については、2 編の荷重組合せに対する部分安全係数を用いて、風荷重については 2 編 3.3.7 の部分安全係数を用いて求めるものとする。歩道橋に対する部分安全係数は 2 編 5 章の値を用いる。死荷重と橋面荷重のみの場合に作用する風荷重については荷重組合せ 1 の活荷重と同様に扱うものとする。

2.2.3 終局限界状態に対する荷重

荷重組合せ 1 と 2 に対する部分安全係数 r_G と r_S は 2 編荷重に与えられている。一般にクリープ、乾燥収縮、温度および支点での拘束は考慮する必要はない。

2.2.4 たわみに対する荷重

たわみの計算の際に考慮すべき荷重の種類の選択は設計者の判断によるものとする。 r_G と r_S の値は両方とも 1 とする。クリープ、乾燥収縮による長期的な効果については特に注意を払わなければならない。

2.2.5 疲労に対する荷重

疲労破損の検討に用いる荷重の特性値と設計値は2編4.7に与えられている。

2.3 材料の性質

2.3.1 一般

材料の特性強度は3.1.4と4.1.4に与えられている。材料の性質としては考えている限界状態とは関係なく、特性強度に対応する値を用いるものとする。断面の検討に際しては、与えられた材料と限界状態に対して用いられる設計強度は、特性強度(f_k)をそれぞれの材料に対する部分安全係数 r_m で除して求める。すなわち

$$\text{設計強度} = \frac{f_k}{r_m}$$

特性強度に対応する材料特性は2.3.2に与えられている。各材料と各限界状態に対応する r_m の値は2.3.3から2.3.6に与えられている。

2.3.2 材料特性

2.3.2.1 コンクリート

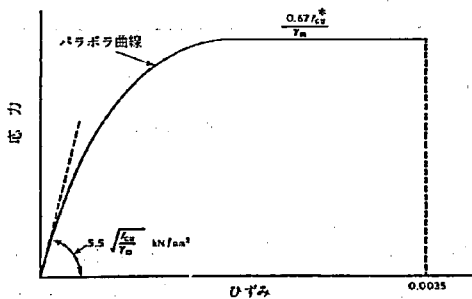
短期間の応力-ひずみの関係は普通コンクリートに対して図-1で $r_m = 1$ とした場合の値としてよい。

弾性解析を行なう場合で十分な情報がない場合は、短期載荷に対する弾性係数は表-2から選んでよい。

単位体積重量が $1400 \sim 2300 \text{ kg/m}^3$ の軽量コンクリートに対しては、表-2の値に $\frac{D_c}{2300}$

表-2 短期載荷時のコンクリートの弾性係数

任意の材令および状態での 立方供試体の特性強度 (N/mm^2)	コンクリートの弾性係数 (kN/mm^2)
20	25
25	26
30	28
40	31
50	34
60	36



※ 0.67 は立方供試体強度と曲げ部材における曲げ強度の関係を考慮した比率

図-1 普通コンクリートの短期間時応力-ひずみ曲線

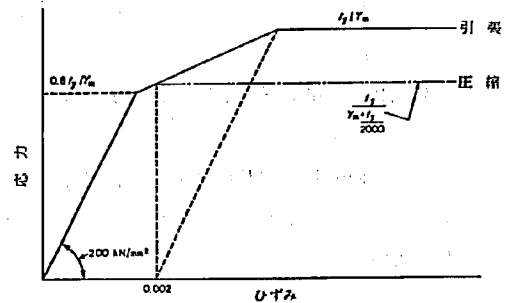


図-2 鉄筋の短期載荷時応力-ひずみ曲線

を乗ずるものとする。ここで D_c はコンクリートの単位体積重量 (kg/m^3) である。

長期載荷に対しては、乾燥収縮とクリープに対して適切な検討を行わなければならない。クリープと乾燥収縮については、CEB/FIPの国際指針に述べられている。しかし、場合によっては、すなわちひびわれ幅の計算とか、長期たわみの計算などでは、計算方法の中で材料特性について特別な指示がされている。そのような指示がある場合にはそれらによるものとする。

弾性解析ではポアソン比は0.2としてよい。普通コンクリートに対しては熱膨張係数は $12 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ としてよい。軽量コンクリートと石灰質骨材コンクリートに対しては $8 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ まで下げることができる。

2.3.2.2 鉄筋およびPC鋼材

短期の応力-ひずみ関係は以下の通りとしてよい。

- a 鉄筋に対して $r_m = 1$ として 図-2
- b PC鋼材に対して $r_m = 1$ として 図-3または図-4

鉄筋に対して弾性係数は短期、長期のいずれの載荷時にも $200 \text{ kN}/\text{mm}^2$ として扱ってよい。PC鋼材に対しては、短期荷重には図-3、4の初期接線弾性係数を用いてよい。持続荷重についてはリラクセーションの検討を行わなければならない。

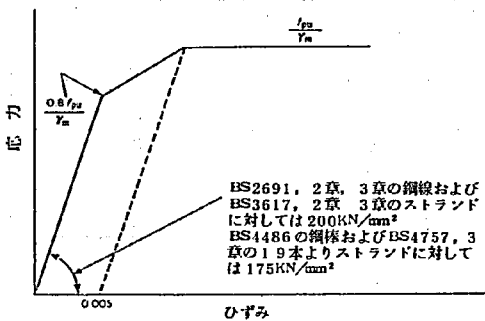


図-3 普通および低いリラクセーションのPCの鋼材の短期載荷時応力-ひずみ曲線

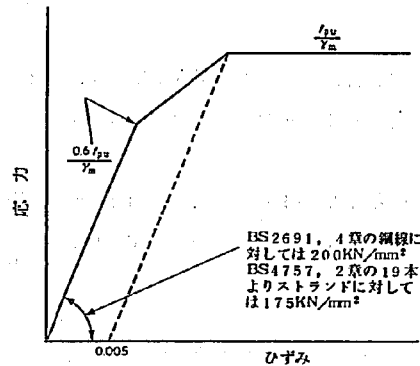


図-4 引抜き鋼線と、'as spun' スtrandの応力-ひずみ曲線

2.3.3 使用限界状態に対する r_m の値

2.3.3.1 一般

すべての使用限界状態に対して、鉄筋とPC鋼材の r_m は、構造物の解析および断面の検討のいずれにおいても1.0としてよい。コンクリートについても特に以下に述べる場合を除いては1.0としてよい。

2.3.3.2 ひびわれ

鉄筋コンクリート部材のひびわれ幅を付録Aに述べられている弾性的断面検討法により計算する場合は、鋼とコンクリートのいずれに対しても1.0とする。しかし、コンクリートの弾性係数に

する値は表-2の短期載荷時の1/2とするものとする。

プレストレストコンクリートの3種類に対し、4.3.2.2で与えられている限界応力水準は設計値である。すなわち r_m はすでに考慮されている。

2.3.3.3 応力限界

2.1.1.3と表-25にある応力限界は設計値である。すなわち r_m はすでに考慮されている。

2.3.3.4 振動

r_m はコンクリート、鉄筋、PC鋼材のいずれに対しても1.0とするものとする。

2.3.4 終局限界状態に対する r_m の値

荷重および強制変形による効果を決定するための解析においては、特性強度に対する材料特性を用いるものとする。すなわち、コンクリートと鋼のいずれに対しても $r_m = 1$ とする。

構造物あるいは構造物の任意の断面またはある部分の強度を計算する場合は r_m はコンクリートについては1.5、鋼については1.15とする。

2.3.5 たわみに対する r_m の値

RCおよびPC部材の短期載荷によるたわみの計算をするときには、コンクリートと鋼の r_m の値は1.0とする。付録Aに与えられる方法でRC部材の長期載荷によるたわみを計算するときには、材料の性質については特別な検討を要する。PCの長期載荷によるたわみを計算するのに用いられるコンクリートの弾性係数は付録Dに与えられたものを用いることとする。

2.3.6 疲労に対する r_m の値

鉄筋とPC鋼材に対しては $r_m = 1.0$ 、コンクリートに対しては $r_m = 1.3$ とする。

2.4 構造物の解析

2.4.1 一般

限界条件が満足されていることを確認するために用いられる力および変形を求めるための解析方法は1編一般事項で述べられている。

2.4.2 使用限界状態に対する解析

2.4.2.1 一般

弾性解析によって力および変形を求める場合、個々の部材や単位幅のスラブの曲げ剛性定数(断面二次モーメント)は次のいずれかに基づいて求めるものとする。

- a コンクリート断面 鉄筋の存在を無視した全部材横断面
- b 総断面 弾性係数比を基にした等価鋼材断面を含む
- c 換算断面 圧縮部の鉄筋は弾性係数比を基に換算

もし、解析方法によって軸-ねじり-せん断剛性定数が必要な場合は鉄筋を無視した部材断面に対して求めてよい。

弾性係数およびせん断弾性係数の値は、コンクリート特性強度に応じて定めるものとする。

2.4.2.2 解析方法とその条件

解析方法は実構造物の主な挙動を考慮できるものでなければならない。特に構造物の長手方向と

横方向の曲げ特性およびねじり特性は実構造物に即して近似できるものでなければならない。一般にせん断刚性、伸び刚性はたとえばアーチ構造における圧縮ひずみエネルギーとか横方向に荷重される板として解析される大きな間隙比のある孔あきスラブのせん断ひずみエネルギーの場合のようにひずみエネルギーが大きくなる形状の構造物においてのみ考慮すればよい。

解析方法は便宜上次の2つのグループのいずれかに属していると考えてよい。

a 直接法

b 間接法

直接法は完全弾性と考えられる構造物が厳密にあるいは数学的近似によって解析できる正確な数学的モデルとして直接近似できる場合の方法である。

一方、間接法は実構造物のかわりに数学的に近似され解析できる等価な構造物によって近似できる場合の方法である。

たとえば、はりスラブから成る上陸橋の場合、実際の構造物を面外力および内面力を受ける板の組合せとして直接法により解ける。それぞれの板の挙動は平面応力と薄板の曲げの古典理論と調和解析を用いて解かれる完全構造物によって厳密に数式で表現できる。この方法は一般によく知られた折板理論 (Folded Plate Method) である。

一方、有限要素法 (Finite Element Method) とか、有限帯板法 (Finite Strip Method) のような近似法より数学的な解を得ることができる。

このような直接法に要する労力と費用はかなりのものなので適当であると認められる場合には、間接法がよく用いられる。この間接法として実際の構造物を相互に連結した長手方向と横方向のはり格子として近似する格子解析法 (Grillage Analysis Method) がある。それぞれのはり実際の構造物の曲げとねじりの剛性に対応して決められる。この等価構造物の解は厳密に得ることができる。特に標準の電算プログラムが使える場合は変形法あるいは剛性法によって厳密に解を得ることができる。

間接解析の多くの方法にかかる労力と費用はさほどでもないがどんな特殊な荷重の場合に対しても解析結果が実際の構造物の挙動を十分正確に表わしているということを確かめるには、能力と経験を必要とする。設計者によって考慮されなければならないことは以下の通りである。

- (1) それぞれの方向に対する部材の位置と本数 橋の形状、支承の位置と性質、および荷重荷重の分布等に関して
- (2) 各部材のもっている曲げおよびねじり剛性 特に部材の曲げ剛性に影響があると考えられるフランジの有効幅に関して

平面的な構造物を格子と仮定して解く場合は、その結果を判断するにはさらに能力と経験を要する。最大局部応力は明確でないことに注意を払う必要がある。

一般にこの間接法では設計者に対してより高度な判断力が要求される。しかし、直接法は極端に費用がかさむために多くの場合この間接法が用いられている。

適当な解析方法についての一般の手引きは付録Fにある。

ここで扱う橋の形式は次の通りである。

中央スラブ	F 3. 1
孔あきスラブ	F 3. 2
プレキャストと現場打ちの組合わされたスラブ	F 3. 3
せん断継手スラブ (Shear connector slabs)	F 3. 4
はりとはり構造	F 3. 5
橋げた構造	F 3. 6

F 4.1 ~ F 4.5 は上部タイプの橋梁で全体的な形状と支承状態に関していかに適正な解析方法を選ぶかを扱っている。

大部分の実用的な解析法は集中荷重に対する局部効果の決定には適さない。たとえば、格子理論では本質的に局部効果を解析することはできない。しかし、折板理論は板の接合部の線に沿って載荷される荷重に対しては最も適している。したがって、これらの局部効果を直接決定する方法がない場合には、補足的な解析を行なう必要が生ずる。

このような解析から得られる力は共存する場合には全体の解析から得られた力に代数的に組合せなければならない。

付録Fには一般的挙動の解析方法に加えて、輪荷重に対する局部効果の解析方法についてもふれている。

2.4.3 終局限界状態に対する解析

2.4.3.1 一般

終局解析方法がない場合には構造物の断面力と変形の分布を決定するのに弾性論を用いてよい (1 編一般事項参照)。

2.4.3.2 解析方法とその条件

弾性解析に対して構造物を近似させる場合、2.4.2.2 に述べている条項を用いてよい。構造物のある種の一部の形式については、弾性的に得られたモーメントをある程度再分配してよい (付録F 参照)。

2.4.4 模型解析と試験

もし、模型解析の作業が適正な道具を用いて経験豊かな技術者によって行なわれるならば、実構造物の挙動を予測するための模型試験および模型の解析から得られる結果を基に設計してよい。

2.4.5 解析方法の実験的立証

もし、設計の解析的または経験的な基礎が考えている特定の構造物に関する模型実験によって正しいと認められたならばその設計法で設計してよい。

2.5 限界状態条件にしたがった解析

2.5.1 使用限界状態

使用限界状態に対する検討は構造解析から得られる最大曲げモーメントが生ずる限界断面に対して行なうものとする。鋼とコンクリートに対する材料の性質は 2.3.2 と 2.3.3 の値を用いるものとする。

2.5.2 終局限界状態

断面の強度は 2.3.2 と 2.3.4 の短期載荷特性値を用いた非弾性解析によって算定しなければならない。

2.6 たわみ

たわみは 2.3.2 と 2.3.5 に与えられる材料の性質を用いた構造解析から得られる部材（または、帯要素）の曲げモーメントの最も不利な分布に対して計算するものとする。

2.7 疲 労

鉄筋の応力は 2.3.2 と 2.3.6 に与えられる材料の性質を用いて最も不利な応力変動を受ける部材の断面に対して計算しなければならない。疲労による損傷は（草案予定）条項の方法で検討してよい。

3章 設計と細目—鉄筋コンクリート

3.1 一般

3.1.1 3章の範囲

この章は一般的に2章に述べた必要条件を満足する設計方法を与えている。対象としている構造物あるいは部材のタイプに対して満足と認められれば、他の方法を用いてもよい。場合によってはこの項の仮定は不適当であり、技術者が問題としている構造物の種類に応じて適当な方法を採用しなければならない。

3.1.2 鉄筋コンクリートの限界状態設計

3.1.2.1 設計の基礎

この章は、2章で述べた限界状態設計理論によっており、1.3.1で述べたように、鉄筋コンクリート構造物では、一般に終局限界状態が断面を決定する。したがって、設計においては終局限界状態に対して適当な部分安全係数を考慮し、次にひびわれの使用限界状態に対する規定を検討する。

3.2.1.2 耐久性

3.8.2は耐久性を保証するために、鉄筋の最少かぶりについてふれている。

3.1.2.3 その他の検討

3章は、振動あるいはその他の限界状態についての規定は設けていない。これらについては、2.1.3を参照されたい。

3.1.3 荷重

3章では、終局限界状態に対する設計荷重は使用限界状態に対する設計荷重との混乱を避けるため終局荷重とよぶ。設計に用いる終局荷重の大きさは2種荷重に示されている。

3.1.4 強度の定義

3.1.4.1 強度の定義

3章においては、終局限界状態における材料の設計強度はすべて材料の特性強度に関する表および式で表わされている。特に断わりがある場合以外は、すべての式および表には材料強度に対する部分安全係数 γ_m が考慮されている。

3.1.4.2 コンクリートの特性強度

コンクリートの立方体特性強度は、その他の材令の立方体強度と合わせて表-3に示してある。

表-3 コンクリートの強度 (N/mm^2)

等級	強度特性 f_{cu}	各材令の立方体強度				
		7日	2ヶ月	3ヶ月	6ヶ月	1年
20	20.0	13.5	22.0	23.0	24.0	25.0
25	25.0	16.5	27.5	29.0	30.0	31.0
30	30.0	20.0	33.0	35.0	36.0	37.0
40	40.0	28.0	44.0	45.5	47.5	50.0
50	50.0	36.0	54.0	55.5	57.5	60.0

設計は、特性強度あるいは場合によっては、載荷時材令に対する表—3で与えられる強度を用いて行なってよい。

3.1.4.3 鉄筋の特性強度

鉄筋の特性強度は、BSに与えられており、下記の表—4の通りである。

表—4 鉄筋の強度 (N/mm^2)

名 称	公 称 生 (mm)	規格特性強度 f_y
圧延普通鋼 (BS 4449)	すべての径	250
圧延高強度鋼 (BS4449)	"	410
冷間高強度鋼 (BS4461)	16以下	460
	16をこえるもの	425
引抜き鋼線 (BS4482)	12以下	485

3.2 構造物と構造骨組

3.2.1 構造物の解析

構造物は2.4の規定と付録Fにしたがって解析してよい。

3.2.2 モーメントの再分配

厳密な弾性解析によるモーメントの再分配は終局限界状態に対しては、もし次の条件が満足されていれば考慮してよい。

- (1) 内力と外力のつり合いは、それぞれの終局荷重の組合わせに対して満足されなければならない。
- (2) 部材のあらゆる断面における終局抵抗モーメントは、終局荷重のすべての組合わせを考えた弾性最大モーメントダイアグラムから得られるその断面のモーメントの70%より小さくはならない。
- (3) 終局荷重の特殊な組合わせに対する部材のあらゆる断面での弾性モーメントは終局荷重のあらゆる組合わせを考慮した特殊な部材に対する弾性最大モーメントダイアグラムによって与えられる最大モーメントを30%以上減すべきでない。
- (4) 再分配の結果、終局抵抗モーメントが減じられている断面では減少したモーメントに抵抗する断面の中立軸の高さ x は

$$x = (0.6 - \beta_{red}) d \text{ より大きく取ってはならない。}$$

ここに d : 有効高さ

β_{red} : 減らされた抵抗モーメントと終局荷重のすべての組合わせについて弾性最大モーメントダイアグラムより得られた最大モーメントとの比

一般的に柱の軸荷重が少さくなければ、(4)による柱のモーメントの減少を含む再分配の可能性は小さい。

3.3 はり

3.3.1 一般

3.3.1.1 有効支間

単純支持ばりの有効支間は、 a 、 b のうちいずれか小さい方をとるものとする。

a 支承中心間の距離

b 支承の純間隔と有効高さの和

連続部材の有効支間は、広い柱の上のはりやはりの幅が解析で考慮されている場合以外は支承中心間距離を用いる。

片持ばりの有効支間は支承の中心点からの長さをとる連続部材の端部となっている場合以外は、支承の面までの長さに有効高さの半分を加えた長さとする。

3.3.1.2 フランジのあるはりの有効幅

構造物の解析において、T型あるいはL型ばりの有効フランジ幅はフランジの真の幅をとってよい。

断面の解析においては付録Fにしたがってせん断遅れ (shear lag) の影響に対する検討をしなければならない。

3.3.1.3 はりの細長さに対する制限

横方向の安定性を確保するために、単純ばりあるいは連続ばり横方向の拘束の純間隔は、 $60b_c$ あるいは $250b_c^2/d$ のいずれかより小さくしなければならない。

ここに d : 有効高さ

b_c : 拘束点間中央の圧縮面の幅

支点のところのみで横方向に固定された片持ばりに対しては片持ばりの端から支持面までの距離は $25b_c$ あるいは $100b_c^2/d$ のいずれか小さい方をこえてはならない。

3.3.2 はりの抵抗モーメント

3.3.2.1 断面の解析

終局抵抗モーメントを決めるための断面の解析においては、以下の仮定によるものとする。

- (1) 圧縮をうけるコンクリートのひずみ分布および鉄筋のひずみは、引張にあるか圧縮にあるかにかかわらず平面保持の仮定から得られる。
- (2) 圧縮を受けるコンクリートの応力は、 $r_n = 1.5$ を用いて図-1の応力-ひずみ曲線から求めるか、全圧縮域で $0.4f_{cu}$ に等しくとるかとのいずれかとする。
- (3) コンクリートの引張強度は無視する。
- (4) 鉄筋の応力は $r_n = 1.15$ を用いて図-2の応力-ひずみ曲線から得られる。

小さな軸圧縮を受ける断面の解析においては終局軸力が $0.1f_{cu}$ と断面積の積をこえなければその影響を無視してよい。

3.3.2.2 設計チャート

CP110に含まれる図表のうち2、3編の設計チャートは図-1、図-2および上記の仮定に基づくもので引張あるいは引張と圧縮に対して補強されているはりの設計に使用してよい。

3.3.2.3 設計公式

弾性終局モーメントの再分配量が10%以下なら、中実スラブ、矩形ばりあるいはフランジ内に中立軸のあるフランジ付きはり、リブのあるはりおよび中実スラブの終局抵抗モーメントの計算には以下の式を用いてよい。

圧縮鉄筋のない断面に対する終局抵抗モーメントは(1)式および(2)式から得られる値のうちいずれか小さい方にとってよい。

(3)式、(4)式は圧縮鉄筋のある断面に対して使用してよい。

最大深さ0.5dの矩形応力ブロックおよび $0.4f_{cu}$ の圧縮応力を仮定している。

$$M_u = (0.87f_y) A_s Z \quad \text{.....(1)}$$

$$M_u = 0.15f_{cu} b d^2 \quad \text{.....(2)}$$

$$M_u = 0.15f_{cu} b d^2 + 0.72f_y A_s' (d - d') \quad \text{.....(3)}$$

$$(0.87f_y) A_s = 0.2f_{cu} b d + 0.72f_y A_s' \quad \text{.....(4)}$$

ここに

M_u : 終局抵抗モーメント

A_s : 引張鉄筋の面積

A_s' : 圧縮鉄筋の面積

b : 断面の幅

d : 引張鉄筋に対する有効高さ

d' : 圧縮鉄筋の圧縮縁からの距離

f_y : 鉄筋の特性強度

Z : 腕の長さ

f_{cu} : コンクリートの特性強度

$d/d' > 0.2$ のときは(3)式は使用すべきでなく抵抗モーメントは3.3.2.1によって計算しなければならない。

(3)式と(4)式における $0.72f_y$ の項は図-2に示されている $\frac{f_y}{r_m + f_y/2000}$ を単純化したも

のである。

(1)式の腕の長さは次式で求めてよい。

$$Z = \left(1 - \frac{1.1f_y \cdot A_s}{f_{cu} \cdot b d} \right) d \quad \text{.....(5)}$$

Z の値は $0.95d$ より大きくとってはならない。

フランジのあるはりの終局抵抗モーメントは(6)式、(7)式によって与えられる値のうち小さい方にとってよい。ここで h_f はフランジの厚さである。

$$M_u = (0.87f_y) A_s (d - h_f/2) \quad \text{.....(6)}$$

$$M_u = 0.4f_{cu} b h_f (d - h_f/2) \quad \text{.....(7)}$$

(7)式より得られる値以上の抵抗モーメントが必要な場合は断面は3.3.2.1にしたがって解析する

ものとする。

3.3.3 はりのせん断抵抗

3.3.3.1 はりのせん断応力度とせん断鉄筋

はりのあらゆる断面に対するせん断応力度 v は次式で計算するものとする。

$$v = \frac{V}{bd} \dots\dots\dots(8)$$

ここに

V : 終局荷重によるせん断力

b : 断面の幅, フランジのあるはりではウェブの幅とする。

d : 有効高さ

せん断応力度が表-5の値をこえる場合は, スターラップあるいはスターラップと折曲鉄筋を配置するものとする。

せん断鉄筋がある場合でも v は表-6の値をこえてはならない。

表-5 はりの終局せん断応力度 v_c (N/mm^2) 表-6 はりにおけるせん断応力度の最大値 N/mm^2

$100A_s/bd$	コンクリートの等級			
	20	25	30	40以上
0.25	0.35	0.35	0.35	0.35
0.50	0.45	0.50	0.55	0.55
1.00	0.60	0.65	0.70	0.75
2.00	0.80	0.85	0.90	0.95
≥ 3.00	0.85	0.90	0.95	1.00

コンクリートの等級			
20	25	30	40以上
3.35	3.75	4.10	4.75

表-5の A_s は38.7の条件が満たされ引張鉄筋の全断面積を用いることができる。支点以外では, 考えている断面から少なくとも有効高さだけのばした軸方向鉄筋の面積とする。

スターラップがせん断鉄筋として使用されている場合は, 直角スターラップの支間方向の間隔は $0.75d$ をこえてはならず, 以下の条件を満たさなければならない。

$$\frac{A_{sv}}{S_v} \geq \frac{b(V - V_c)}{0.87f_{yv}} \dots\dots\dots(9)$$

ここで

f_{yv} : スターラップの特性強度で $425N/mm^2$ とする。

A_{sv} : スターラップの2本の足の断面積

S_v : 部材軸方向のスターラップの間隔

せん断鉄筋の50%まではコンクリートが圧縮部材をなすトラスの引張部材として考える折曲鉄筋であってもよい。どんな鉄筋の最大応力度も $0.87f_{yv}$ をこえてはならない。あらゆる垂直断面のせん断抵抗はその断面で切った引張および圧縮力の垂直成分の合計とする。鉄筋は定着(3.7.6.8)に対して検討するものとする。

3.3.3.2 はりの支点近辺の集中荷重

支点の面から主荷重の最近縁までの距離が $2d$ 以下の場合にはすべての主鉄筋は支点までのばし鉄筋径の 20 倍の定着長を与えるものとする。支点における合計せん断力の 70% 以上を占める集中荷重は主荷重として扱うものとする。3.3.6.1 に述べられているようにせん断鉄筋は a_v 以上に配置するものとする。ただし、(9)式において、 V_c としては、 v_c が v の許容値をこえてなければ、 $V_c \times 2d/a_v$ におきかえてよい。

a_v が $0.6d$ 以下の片持ばりや持送り (corbels) では水平スターラップを配置するものとし、主鉄筋の定着については、特に注意しなければならない。

3.3.4 ねじり

3.3.4.1 一般

ねじりは一般に部材断面を決定しないのでねじりに対する設計は、曲げに対する設計のあとでチェックとして行なえばよい。このことは、特に最大ねじりモーメントが最大曲げモーメントと同時に生じないような部材についていえる。そのような状況では、曲げやその他の力に対して必要な鉄筋が余っており、ねじりに対して働く。

3.3.4.2 ねじりを検討しない場合

一般に構造物の解析において、ねじり抵抗や部材の剛性を考慮していない場合はねじりに対して特別な計算は必要でなくねじりによるひびわれに対しては、せん断鉄筋によって十分カバーされている。

3.3.4.3 応力および補強

断面のねじりが大きくなり、せん断応力も大きくなる場合は弾性応力分布をもとにねじりせん断応力を計算しなければならない。

ねじりせん断応力度 v_t をこえる場合は補強しなければならない。せん断力とねじりによるせん断応力度の和 ($v + v_t$) は、どんな場合でも表-7 の v_{tu} の値をこえてはならず、また y_1 が 550mm より小さい断面では、ねじりせん断応力度 v_t は $v_{tu} y_1 / 550$ をこえてはならない。ここで y_1 はスターラップの長辺。ねじりに対する鉄筋は、軸方向鉄筋と矩形のとじたスターラップからなるものとする。この鉄筋は、せん断や曲げに対するものの他に加えるものとする。

3.3.4.4 種々の断面の取扱い方

a 矩形断面

ねじれ応力度は次式により求めるものとする。

$$v_t = \frac{2T}{h_{min}^2 (h_{max} - h_{min} / 3)} \dots\dots\dots (10)$$

ここに

T ; 終局荷重によるねじれモーメント

h_{min} ; 断面の短辺の長さ

h_{max} ; 断面の長辺の長さ

ねじれに対する鉄筋は次の様に求めるものとする。

$$\frac{A_{yv}}{S_v} \geq \frac{T}{0.8 x_1 y_1 (0.87 f_{yv})} \quad \text{.....(11)}$$

$$A_{sL} \geq \frac{A_{yv}}{S_v} \left(\frac{f_{yv}}{f_{yL}} \right) (x_1 + y_1) \quad \text{.....(12)}$$

ここに

A_{sv} ; 断面における閉じたスターラップの足の断面積

A_{sL} ; 軸方向鉄筋量

f_{yv} ; スターラップの特性強度

f_{yL} ; 軸方向鉄筋の特性強度

S_v ; スターラップの間隔

x_1 ; スターラップの短辺の長さ

y_1 ; スターラップの長辺の長さ

上式で f_{yv} と f_{yL} は 425 N/mm^2 以上にとつてはならない。

隅角部の破砕を起すはりとはりの隣接面に作用する斜め圧縮力による局部的な破損を防ぐ注意が必要である。スターラップは最小かぶりを保持するとともにその間隔は $\frac{x_1 + y_1}{4}$ の最小値、隅角部の軸方向筋の直径の1.6倍、あるいは300mmのいずれよりも小さくなるように配置しなければならない。軸方向鉄筋はスターラップのそれぞれの角に鉄筋がくるように対称に配筋しなければならない。隅角部の鉄筋の径は、スターラップの径より小さくしてはならない。

b T 、 L および I 型断面

この様な断面形状ではねじれ設計をするために矩形成分に分割しなければならない。

この場合、関数 $\Sigma (h_{max} \cdot h_{min}^3)$ が最大になるような方法で矩形に分割しなければならない。ここで h_{max} と h_{min} はそれぞれの矩形成分の長辺と短辺の寸法を表わす。その場合それぞれの矩形成分は、次式で示されるねじりを受けるものとする。

$$\frac{T (h_{max} \cdot h_{min}^3)}{\Sigma (h_{max} \cdot h_{min}^3)}$$

それぞれの矩形断面は鉄筋で結合されなければならない。小さな方の矩形断面に生ずるねじりせん断応力度が v_{tmin} より小さい場合は、その断面にねじり鉄筋を配置しなくてよい。

c 箱型断面

箱型断面はねじりせん断応力度を次式で計算する以外は矩形断面と同様に取扱ってよい。

$$v_t = T / 2 h_{wo} A_0 \quad \text{.....(10a)}$$

ここで h_{wo} は応力が決定される壁の厚さで A_0 は壁の中心線で囲まれた面積を表わしている。

しかしながら、非常に薄い壁の箱型断面に対しては(11)式と(12)式から求められる鉄筋量は実際に必要としている以上のものである。その様な場合は、(11)式と(12)式は以下のように修正してよい。

$$\frac{A_{yv}}{S_v} \geq \frac{T}{A_0 (0.87 f_{yv})} \quad \text{.....(11a)}$$

$$A_{SL} \geq \frac{A_{sv}}{S_v} \frac{f_{yv}}{f_{yL}} \frac{A_0 \text{の周長}}{2} \dots\dots\dots (12a)$$

この場合でも 3.3.4.4(a)に示された必要な鉄筋の構造細目は満たされなければならない。ねじり応力のための軸方向鉄筋は同時に受ける曲げ圧縮応力をとらせてもよく鉄筋量を減らすことができる。圧縮領域における鉄筋量の減少量は次式によるものとする。

$$\text{鉄筋断面積の減少量} = \frac{\text{曲げ圧縮を受ける断面積} \times f_{cav}}{0.87 f_{yc}}$$

ここに f_{cav} は曲げ圧縮領域における平均圧縮応力度である。

表-7 終局ねじりせん断応力度 N/mm^2

	コンクリートの等級			
	20	25	30	40以上
v_{min}	0.30	0.33	0.37	0.42
v_{Lu}	3.35	3.75	4.10	4.75

3.3.5 はりのたわみ

たわみ量は2章の規定によって求めるものとする。

3.3.6 はりに発生するひびわれの制御

一般的に 3.8.8.2 に与えられている鉄筋間隔の規定は、はりに発生する曲げひびわれを制御するための最良の方法である。しかし、場合によっては特に束ね鉄筋を用いた場合は、使用荷重下でのひびわれ幅を付録Aによって計算し2章の値と比較する方が有利なことがある。

3.4 スラブ

3.4.1 中実スラブ

はりに対すると同時に分布荷重や集中荷重により発生するモーメントやせん断力は、Pigeaud や Westergaard の方法のような弾性解析により求めてよい。有効支間のはりに対する

3.3.1.1の規定を用いて求めてよい。さらに詳しい規定は付録Fに示されている。

かわりに、支点とスーパーモーメントとの比が弾性理論によって得られる値と類似している場合は(1.0から1.5の間なら) Johansen の yield-line 法や, Hillerborg の Strip 法を用いてよい。

3.4.2 中実スラブの抵抗モーメント

中実スラブの断面の終局抵抗モーメントは、はりに対する 3.3.2で与えられている方法で求めてよい。

3.4.3 中実スラブのせん断強度

3.4.3.1 中実スラブのせん断応力度——一般

中実スラブの任意断面でのせん断応力度 v は次式で計算するものとする。

$$v = \frac{V}{bd} \dots\dots\dots (13)$$

ここに

v : 終局荷重によるせん断力

b : 考えているスラブの幅

d : 有効高さ

応力度 v が ξ_s, v_c より小さい時にはせん断鉄筋は不要である。 ξ_s は表-8 に与えており、 v_c は表-5 に与えられそいる。

厚さ 200 mm 以下の中実スラブのせん断応力度 v は ξ_s, v_c をこえてはならない。

せん断応力度 v が ξ_s, v_c より大きい場合は、少なくとも厚さ 200 mm の中実スラブでは、スターラップ間隔を d に増大してよいという規定を除いて、はりに対する規定を用いて配筋するものとする。

表-8 ξ_s の値

スラブ全厚 (mm)	ξ_s
250 以上	1.00
225	1.05
200	1.10
175	1.15
150 以下	1.20

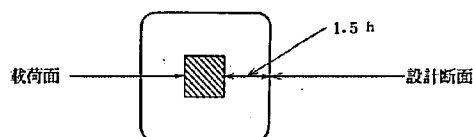


図-5 中実スラブのせん断応力に対する周長

終局荷重による最大せん断応力度は表-6 に与えられているはりに対する値の半分をこえてはならない。

3.4.3.2 集中荷重を受ける中実スラブのせん断応力度

せん断に対する計算をする設計断面は図-5 に示されている様に載荷面積の境界から 1.5 h 離れた断面とする。ここで h はスラブの全厚を表わす。

集中荷重によるせん断応力度 v は検討断面内で一様分布するものと仮定する。

せん断応力度 v が ξ_s, v_c より小さい時にはせん断鉄筋を必要としない (3.4.3.1 参照)。

表-5 で用いられている $\frac{100A_s}{bd}$ の値は 2 方向の平均値とする。それぞれの方向の A_s は載荷面の幅と載荷面の両側のスラブの厚さの 3 倍を加えた幅 b 内のすべての引張鉄筋とする。

せん断応力度 v が表-5 に示されているはりの最大許容値の 1/2 と ξ_s, v_c の間の値の少なくとも 200 mm の厚さの中実スラブにおいては、せん断鉄筋量は設計断面およびその 0.75 h だけ内側の断面の間では次式を満足するように定めるものとする。

$$0.4 N/mm^2 \leq \frac{A_{sv} (0.87 f_{yv})}{U_{crit} d} \geq v - v_c \quad (14)$$

ここに

A_{sv} ; せん断鉄筋量

f_{yv} ; せん断鉄筋の強度特性で $425 N/mm^2$ 以下とする。

U_{crit} ; 設計断面の周長

せん断応力度の値は設計断面から 0.75 h 外側まで順次計算するものとし、もしせん断応力度がひきつづき ξ_s, v_c をこえる場合は、 v と U_{crit} にしかるべき値を代入して上式によりせん断鉄筋を各断面に配置するものとする。せん断鉄筋は、スラブの厚さが 200 mm 以上の場合のみ有効と考えるものとする。せん断鉄筋は主鉄筋をかこむ両端部で定着されている直あるいは傾斜したスタ

ーラップとしてよい。スターラップは $0.75h$ 以下の間隔で配置するものとし、もし斜めに配置されている場合は、せん断鉄筋量の補正を行なうものとする。

図-6に見る様に、スラブあるいはフーテングの開口部が集中荷重あるいは反力の端からスラブ厚さの6倍より近い位置にある場合は、図に示

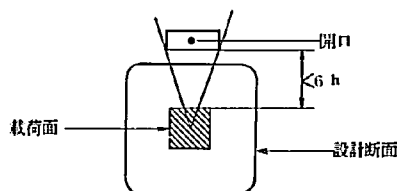


図-6 スラブの開口

す様に載荷面の図心から開口部にひいた線ではさまれる部分の設計断面は無視するものとする。

開口部が柱に隣接しており、その開口部の最も大きい幅がスラブ厚の $1/2$ あるいは柱の辺の $1/4$ 以下である場合は、いずれか小さい方の存在を無視してもよい。

3.4.4 中実スラブのたわみ

たわみは2章の規定にしたがって計算してよい。

3.4.5 中実スラブのひびわれの制御

一般に3.7.8.2に与えられている鉄筋間隔の規定はスラブの曲げひびわれ制御に最もよい方法である。

しかし、場合によってはひびわれ幅を付録Aで計算し2章で与えられている規定値と比較する方が有利な場合もある。

3.5 柱

3.5.1 柱——概要

3.5.1.1 短柱および長柱

柱は L_{ex}/h と L_{ey}/b の比のいずれも1.2以下の時には短柱と考えてよい。それ以外は長柱とする。

ここに

L_{ex} : 強軸に関する有効高さ

L_{ey} : 弱軸に "

h : 強軸についての高さ

b : 柱の幅

3.5.1.2 拘束のある柱および拘束のない柱——定義

その面のあらゆる横方向の力に抵抗するように壁あるいはブレースングで全体としての構造物の横方向の安定性が与えられていれば柱は固定されていると考えてよい。それ以外は拘束がないと考えるものとする。

3.5.1.3 柱の有効高さ

任意の面での有効高さ h は表-9から得られる。表に与えられている値は典型的なもののみであり、いろいろな柱に対する値を決める際の一般的原則を示したものである。

表 - 9 柱の有効高さ

柱の型式	柱の有効高さ
柱の両端部で適切に拘束された柱	$0.75 L_0$
柱の一方または両端部が不完全に拘束された柱	拘束の程度に応じて $0.75 L_0$ と L_0 の中間値をとる
一方は適切に拘束され他方は不完全に拘束されている無拘束あるいは不完全拘束の柱	拘束とブレーシングの程度に応じて L_0 と $2 L_0$ の中間の値

骨組構造に対しては、有効高さは次式により求めてよい。

(1) 拘束のある柱に対して次の小さい方

$$L_e = L_0 [0.7 + 0.05 (\alpha_{c1} + \alpha_{c2})] \leq L_0 \quad (15)$$

$$L_e = L_0 [0.85 + 0.5 \alpha_{c \min}] \leq L_0 \quad (16)$$

(2) 拘束のない柱に対して次の小さい方

$$L_e = L_0 [1.0 + 0.15 (\alpha_{c1} + \alpha_{c2})] \quad (17)$$

$$L_e = L_0 [2.0 + 0.3 \alpha_{c \min}] \quad (18)$$

ここに

L_0 ; 両拘束間の純高さ

α_{c1} ; 柱の一端での柱の剛性の和に対するはりの剛性の和の比

α_{c2} ; 柱の他端での柱の剛性の和に対するはりの剛性の和の比

$\alpha_{c \min}$; α_{c1} と α_{c2} の最小値

α_c を計算する際は適切に柱の端部に固定されている部材のみ考慮するものとする。それぞれの部材の剛度は柱の実際の長さで、コンクリートの断面二次モーメントを除いて求めるものとする。スラブ構造では column strip をなすスラブの幅および厚さを有する等価なはりとする。柱とその基礎との結合が公称モーメント以外には抵抗できるように設計されていなかったり、柱に結合されているはりが単純支持として設計されている場合は、その位置での α_c は 1.0 とする。基礎が柱のモーメント α_c に抵抗できるように設計されていれば α_c は 1.0 としてよい。

3.5.1.4 柱の細長比の限度

一般に端部拘束間の純間隔 L_0 は柱の最小厚さの 60 倍をこえてはならない。

一端が拘束されていない柱（たとえば片持柱）では、その純高さ L_0 は次式の値をこえてはならない。

$$L_0 = \frac{100 b^2}{h} \quad (19)$$

ここに h ; 考えている断面での断面の高さ

b ; 断面の幅

拘束のない柱ではたわみの検討 (3.5.8) もしなければならない。

3.5.2 柱のモーメントおよび力

横力に抵抗する骨組の一部をなす柱のモーメント、せん断および軸力は、柱がスレンターでたわみによる付加的なモーメントを考える場合以外は 3.2.1 によって求めるものとする。これらの付加

モーメントは以下のスレンダーな柱の設計基準では考慮してあり、このような柱の端部に結合されている基礎あるいは、その他の部材もある高さでのすべての柱の L_c/h の平均値が 20 以上の場合は、これらの付加モーメントに抵抗できるように設計しなければならない。

端モーメントのある柱では、一般にモーメントと軸力の最大および最小比を鉄筋面積およびコンクリート断面の設計において考慮する必要がある。

3.5.3 拘束のある短柱

構造物の性質から大きなモーメントを受けることのない短い柱では施工誤差による偏心を許容するために、終局軸荷重は次式で求まる N 以下とするものとする。

$$N = 0.4 f_{cu} A_c + 0.67 A_{sc} f_y \quad \text{.....(2)}$$

ここに f_{cu} ; コンクリートの特性強度

A_c ; コンクリートの断面積

A_{sc} ; 圧縮鉄筋の断面積

f_y ; 圧縮鉄筋の特性強度

3.5.4 曲げと軸力を受ける短柱

短柱は終局軸荷重が $0.05 h_{min}$ (ここで h_{min} は断面の最小高さ) の偏心位置に作用したとした場合の曲げモーメントより、すべての断面のモーメントが小さい場合以外は、以下の規定にしたがって設計してよい。これは、施工誤差による偏心量の許容値である。

一般に 1 軸曲げだけ考えればよい。2 軸に同時に大きな曲げが作用する場合でも一般には合成モーメントが最大となる軸について設計すればよい。

3.5.4.1 断面の解析

曲げと軸力を受ける柱断面の終局強度の計算では柱の場合 (3.3.2.1) と同じ仮定を用いるものとする。

3.5.4.2 設計チャート

CP110 の 2 編、3 編の設計チャート (図-1、図-2 および上記の仮定に基づいている) は、鉄筋が対称に配置されている柱の設計に使えるチャートを含んでいる。

3.5.4.3 設計計算式

以下の式は、曲げの軸に平行な 2 つの面に軸方向鉄筋が配置されている (対称でも非対称でもよい) 矩形の柱の設計に用いてよい。

(1) 終局軸荷重が (2) 式で与えられている N をこえない場合は最小鉄筋量を配置すればよい。

$$N = 0.4 f_{cu} b (h - 2e) \quad \text{..... (2)}$$

ただし偏心量 $e = \frac{M}{N}$ が $\frac{h}{2} - d'$ をこえない場合

ここに f_{cu} ; コンクリートの特性強度

M ; 考えている軸に関する終局荷重による最大モーメント

b ; 断面の幅

h ; 断面の高さ

d' ; 表面から圧縮応力が大きい方の鉄筋までの高さ

(2) 終局軸荷重 N が(2)式で与えられている値より大きい場合断面の強度は(2)式および(2)式を用い求めてよい。

$$N = 0.4 f_{cu} b d_e + 0.72 f_y A'_{s1} + f_{s2} \dots\dots\dots (2)$$

$$M = 0.2 f_{cu} b d_c (h - d_c) + 0.72 f_y A'_{s1} \left(\frac{h}{2} - d' \right) - f_{s2} A_{s2} \left(\frac{h}{2} - d_2 \right) \dots\dots\dots (2)$$

ここに

f_{cu} , M , b , h および d' は前記の値

A'_{s1} ; 圧縮が大きい方の圧縮鉄筋の断面積

A_{s2} ; もう一方の鉄筋の面積でこの鉄筋は荷重の偏心量の増大や d_c が h から $2d'$ に減ることにより(a)圧縮(b)無応力(c)引張の場合がある。

f_{s2} ; 鉄筋の応力度で圧縮では $0.72 f_y$ 以下、引張では $-0.87 f_y$ 以上とする。

d_2 ; この面から鉄筋までの高さ

d_c ; 圧縮を受けるコンクリートの高さで $2d'$ 以下とはしないものとする。

(3) (2)のかわりに偏心量が $\left(\frac{h}{2} - d_2 \right)$ 以下の場合軸荷重は無視してよく、柱の断面は次式で与えられるモーメントで設計すればよい。

$$M_e = M + N \left(\frac{h}{2} - d_2 \right) \dots\dots\dots (2)$$

このモーメントに対する引張鉄筋の量は $N / 0.87 f_y$ で減じてよい。

3.5.5 2軸曲げを受ける短柱

短柱が2軸曲げを受けることを考える必要のある場合は断面は次式で設計してよい。

$$\left(\frac{M_x}{M_{ux}} \right)^{\alpha_n} + \left(\frac{M_y}{M_{uy}} \right)^{\alpha_n} < 1.0 \dots\dots\dots (2)$$

ここに M_x , M_y ; 終局荷重による強軸および弱軸に関する曲げモーメント

M_{ux} ; 強軸に関する軸荷重を終局軸荷重 N とした場合の曲げ耐力

M_{uy} ; 弱軸に関する軸荷重と終局軸荷重 N とした場合の曲げ耐力

α_n ; N / N_u に関して表-10で与えられる

ここに $N_{uz} = 0.45 f_{cu} A_c + 0.75 f_y A'_s \dots\dots\dots (2)$

3.5.6 長 柱

表-10 N/N_{uz} と α_n の関係

一般に長柱の断面は短柱に関する(3.5.4)および(3.5.5)で設計してよいが、たわみにより柱に生ずる付加モーメントを考慮に入れなければならない。付加モーメントのダイアグラムは3.5.6.5に示してあるが、鉄筋が対称に配置されている矩形断面の長柱に対しては以下の条項を適用するものとする。

N/N_{uz}	α_n
≤ 0.2	1.0
0.4	1.33
0.6	1.67
≥ 0.8	2.0

3.5.6.1 弱軸に関する曲げを受ける長柱

弱軸に関して曲げを受ける長柱は終局軸荷重 N および次式で与えられる曲げモーメント M_y に対して設計するものとする。

$$M_i + M_i + \frac{Nh}{1750} \left(\frac{L_e}{h} \right)^2 \left(1 - 0.0035 \frac{L_e}{h} \right) \dots\dots\dots (27)$$

ここに M_i ; 単純な弾性解析で用いられる柱の終局荷重による最大初期モーメント (ただし 0.05 Nh 以上)

h ; 断面の全高さ

L_e ; 柱の有効高さ (弱軸および強軸に関する大きい方の値)

横方向荷重のない拘束のある柱では M_i は次式により減じてよい。

$$M_i = 0.4M_1 + 0.6M_2 \dots\dots\dots (28)$$

ここに M_1 ; 終局荷重による小さい方の初期端モーメント (柱が複曲率 (double curvature) の場合は負と仮定)

M_2 ; 終局荷重による大きい方の初期端モーメント (正と仮定)

しかしながら、どんな場合でも M_i は $0.4M_2$ 以下あるいは M_i は M_2 以下としてはならない。

3.5.6.2 強軸に関する曲げを受ける長柱

断面の高さがその幅の3倍以下の場合は長柱の強軸に関する曲げは終局軸荷重 N および次式で与えられる曲げモーメント M_i で設計するものとする。

$$M_i = M_i + \frac{Nh}{1750} \left(\frac{L_e}{b} \right)^2 \left(1 - 0.0035 \frac{L_e}{b} \right) \dots\dots\dots (29)$$

ここに M_i , L_e , h ; 3.5.7.1 で決められている

b ; 曲げ軸に直角方向の柱断面の幅

強軸に関する柱の曲げは弱軸に関する初期モーメントのない2軸曲げとして扱ってもよい。

3.5.6.3 2軸曲げを受ける長柱

2軸曲げを受ける長柱は、終局軸荷重 N および強軸については M_{ix} 、弱軸については M_{iy} で設計するものとする。

$$M_{ix} = M_{ix} + \frac{Nh}{1750} \left(\frac{L_{ex}}{h} \right)^2 \left(1 - 0.0035 \frac{L_{ex}}{h} \right) \dots\dots\dots (30)$$

$$M_{iy} = M_{iy} + \frac{Nb}{1750} \left(\frac{L_{ey}}{b} \right)^2 \left(1 - 0.0035 \frac{L_{ey}}{b} \right) \dots\dots\dots (31)$$

ここに M_{ix} ; 終局荷重による強軸まわりの初期モーメント

M_{iy} ; 終局荷重による弱軸まわりの初期モーメント

L_{ex} ; 強軸に関する有効高さ

L_{ey} ; 弱軸に関する有効高さ

h ; 強軸に関する高さ

b ; 柱の幅

3.5.6.4 長柱の付加モーメントの補正

(27), (28), (29) および (30) 式の第2項は柱のたわみによる付加モーメントを表わしており、この値はすべての場合、次に示す係数 α を乗じることによって減じてよい。

$$K = \frac{N_{uZ} - N}{N_{uZ} - N_{bal}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに N ; 終局軸荷重

N_{uZ} ; 例式から求まる純軸圧縮荷重による断面の耐力

N_{bal} ; つり合い条件すなわち コンクリートの圧縮縁ひずみが 0.0035 で最外縁の鉄筋のひずみが 0.002 の条件における軸荷重

任意の高さに横荷重をうける拘束のない柱は、一般にその直角方向の変形に対しても同じ量だけ拘束されている。そのような場合、それぞれの柱に対する L_c/h (あるいは L_c/b , L_{cx}/h , L_{cy}/b 等) はすべての柱が同じ方向に力を受ける場合の平均値としてよい。

3.5.6.5 付加モーメントダイアグラム

一般に断面は一樣としてよい。柱の長さ方向に断面を変化させることが望ましい場合は、図-7 および 8 をもとに作られる曲げモーメントダイアグラムをもとに行なうことができる。

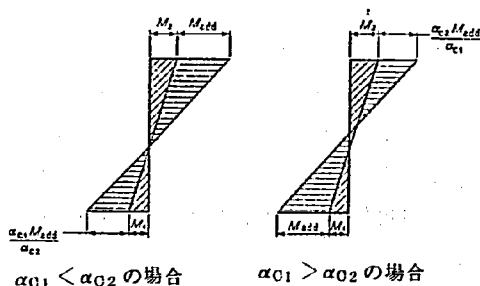
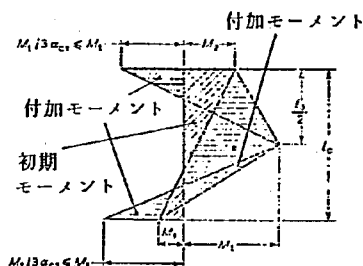


図-7 拘束されている柱の付加モーメント

図-8 拘束されていない柱の付加モーメント

図の中で M_u , α_{c1} , α_{c2} および M_{add} は上記によるものとする。図-8 の M_{add} は最大付加モーメントであり、例式(2)および例式(3)で与えられる全モーメントの第2項にあたる。

3.5.7 最小鉄筋量

軸方向鉄筋の最小断面積は 1% 以下としてはならない。しかしながら、あまり荷重の加わらない部材では、最小断面積 A_{sc} は次式で与えてよい。

$$A_{sc} f_y \geq 0.15 N$$

ここに f_y ; 鉄筋の特性強度

N ; 終局軸荷重

3.5.8 柱のたわみ

細長比が規定値以下の拘束のある柱ではたわみに対する L_c/h の平均値が 30 以下なら問題ないと考えてよい。

3.5.9 柱のひびわれ制御

$0.2 f_{cu} A_c$ より大きな終局荷重に対して設計されている柱では曲げによるひびわれは生じない。したがって、検討する必要はない。曲げを受け軸荷重の小さな柱のひびわれ制御については、はりと同様に考えるものとする。

3.6 鉄筋コンクリート壁

3.6.1 一般

3.6.1.1 鉄筋コンクリート壁——定義

鉄筋コンクリート壁とは鉛直荷重支持部材でその横最大寸法が最小寸法の4倍以上のもので、その強度検討の際は鉄筋を考慮するものである。

鉄筋は、3.8.4の条件に適合しなければならない。

鉄筋コンクリート壁は、低壁あるいは高壁、又は支持の有無によって以下の様に考えねばならない。

(1) 低壁、高壁

柱と同様に壁においても有効高さが厚さの1.2倍以下の場合には低壁と考える。他の場合は高壁と考える。

(2) 支持ある壁、支持のない壁

壁面に直角に、全体の構造の横方向の安定が壁（対象としている壁に直角な）あるいは、横方向に作用する全横荷重に抵抗できる様に設計された支持体がある場合には、支持のある壁と考えてよい。他の場合は支持のない壁と考えるものとする。

3.6.1.2 鉄筋コンクリート壁の有効高さ

一般に鉄筋コンクリート壁は、隣接構造物と一体に造られる。その様な場合には、有効高さは壁面に直角なささえを有する柱と同様に柱の3.5.1.3で示した手順にしたがって決定するものとする。

3.6.1.3 細長さの制限

細長比はその有効高さに対する壁厚の比である。

壁が支持されていて、鉄筋が3.8.4を満足する場合は細長比は40をこえてはならない。また、鉛直方向の鉄筋量が1%以下の場合には、細長比を45まで大きくしてよい。

壁が支持されていない場合には細長比は30をこえてはならない。

3.6.2 鉄筋コンクリート壁の力とモーメント

鉄筋コンクリート壁のはりあるいはスラブからの軸力は、それらが単純支持されているという仮定により計算してよい。

壁に直角に一本化しているフレームとして設計された構造物に作用する荷重により鉄筋コンクリート壁に生ずるモーメントは、弾性解析により算出するものとする。壁に単純支持されているとして設計した構造物に関しては偏心を単純壁（5.5.4）と同様に考え、発生モーメントを計算してよい。3.6.3あるいは3.6.4による壁を除いて、壁に直角方向の単位長当りのモーメントは、 $0.05N_u h$ 以下としてはならない。ここで N_u は単位長当りの軸力で h は壁厚である。

高壁が荷重を受けると横方向の変形によって大きなモーメントが生じる。これに対しては壁を短軸まわりに曲げを受ける長柱と考えて適切な検討をしなければならない。

単壁の壁面に、水平力により生ずるモーメントは静定として計算してよい。数個の壁が水平力に抵抗する時は、その剛性の比率によって分担力を定めるものとする。せん断連結が隣接壁の鉛直線

間にあると仮定する場合、せん断連結を計算力に抵抗できるように設計するなら、その解析は適切な弾性解析によってよい。

3.6.3 軸荷重を受ける支持のある鉄筋コンクリート低壁

構造的に大きなモーメントを受けない様な壁の設計は次の様に行なってよい。

$$N \leq 0.4 f_{cu} A_c + 0.67 A'_s f_y \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに N : 終局荷重により壁に作用する全軸荷重

f_{cu} : コンクリート特性強度

A_c : コンクリート面積

A'_s : 圧縮鉄筋面積

f_y : 圧縮鉄筋面積の特性強度

3.6.4 対称配置と見なせるスラブを支持している支持のある鉄筋コンクリート低壁

このような壁は以下のように設計してよい。

$$N \leq 0.35 f_{cu} A_c + 0.60 A'_s f_y \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここで N , f_{cu} , A_c , A'_s および f_y は 3.6.3 と同様である。ただし、スラブは一様分布載荷荷重に対して設計されており、壁の両側のスパンに 15 % 以上の違いが無いものとする。

3.6.5 モーメントおよび軸力に抵抗する鉄筋コンクリート低壁

モーメントがないか壁面に作用する荷重に偏心の無い場合は、軸力は壁の長さに沿って一様分布していると仮定してよい。その際壁の各部分の断面は単位長当たりが終局軸荷重と横方向モーメントに抵抗出来る様に設計しなければならない。この場合や、壁がその面内のみに大きな曲げを受けている場合は、はり断面の解析に用いられた仮定を適用してよい。

壁の面内と直角方向の両方向に大きな曲げモーメントが作用する壁では、最初壁の長さ方向の引張および圧縮分布を定めるために壁面内の曲げに対する検討を行なうものとする。この際、コンクリート中に引張が生じないと仮定する弾性解析により行なってよい。次に壁面に直角方向の曲げモーメントについて検討するものとし 3.3.2.1 の仮定を用いて壁長の長さ方向の各点の単位長当りの上記曲げモーメントおよび圧縮あるいは引張に対する検討を行なうものとする。

3.6.6 スレンダーな鉄筋コンクリート壁

スレンダーな壁に沿う軸方向荷重の分布は低壁と同様に決めなければならない。軸荷重強度の最も大きな部分の壁は、単位幅の長柱として検討を行なうとともに 3.5.6 にしたがって設計しなければならない。

3.6.7 鉄筋コンクリート壁のたわみ

鉄筋コンクリート壁のたわみは前述の規定および片持せん断壁の場合には、全高がその長さの 1.2 倍をこえないという規定にしたがえば許容限界以内となる。

3.6.8 鉄筋コンクリート壁のひびわれ制御

設計で考慮した終局荷重時に引張が生ずる部分には、鉄筋を 2 層に配置し、各層は 3.8.8.2 の鉄筋間隔の規則にしたがわねばならない。

3.7 基礎

3.7.1 一般

プレキャスト部材のための穴がけられている場合は、基礎コンクリートより強い圧縮強度のセメントモルタルを用いて後で埋めなければ基礎断面の曲げおよびせん断強度の計算の際にその影響を検討する必要がある。

3.7.2 基礎のモーメントと力

作用荷重およびモーメントに対する反力はより厳密な方法、たとえば群杭の弾性解析あるいは土質力学の確立された原理等を用いて求める場合以外は次の仮定により求めるものとする。

- (1) 基礎が荷重を受ける場合は終局荷重に対する反力は単位面積当たりあるいは杭1本当りに均等に分布するものと仮定してよい。
- (2) 基礎が偏心荷重を受ける場合は反力は直線変化するものと仮定してよい。

独立基礎の設計上の検討断面は柱あるいは壁の面としてよい。

基礎の中心を通る鉛直断面のモーメントはその断面の一方の全外部終局荷重と反力による曲げモーメントとする。モーメントの再分配は行なわないものとする。

3.7.3 基礎の設計

3.7.3.1 曲げ抵抗

基礎は、場合に応じて“はり”とスラブ”として、あるいは“フラットスラブ”として設計するものとする。“はり”とスラブ”基礎は3.3にしたがって設計するものとする。

“フラットスラブ”断面は考えている断面での全モーメントとせん断力に抵抗できるように設計するものとする。

杭頂部の設計は載荷面積の中心をトラス軸とする。あるいは杭の中心線と引張鉄筋の交点をトラス基礎の縁とするトラス解析により行なう。

基礎の鉄筋は $\frac{2}{\beta_1 + 1}$ × 全鉄筋量を、柱寸法 + スラブ厚の2倍、あるいは基礎短辺の長さのいずれか大なるものに等しい幅に配置するものとする。

柱寸法は検討断面に直角な寸法を用いまた β_1 は有効基礎幅に対する長辺の比である。残りの鉄筋は有効基礎幅の両側に等分に配置する。

はりとして設計した杭頂部においては、鉄筋は断面に一樣に配置しなければならない。トラス解析により設計した杭頂部においては鉄筋の80%を杭頂部の連結帯に集中させ、残りは杭基礎に一樣に配置しなければならない。

3.7.3.2 せん断

設計せん断力は、設計断面の1面あるいは、外周に作用している終局鉛直荷重全部の代数和である。集中荷重周辺のフラットスラブ基礎のせん断強度は次に示す2条件のうち厳しい方の状態で決まる。

- (1) 載荷面の前面から有効厚に等しい距離あるいは杭基礎においては載荷面に最も近い杭表面のいずれか小なる距離で鉄筋帯 (reinforcement band width) の幅に垂直な鉛直断面のせん断力; これに対しては3.3.3.1および3.3.3.2を適用する。ただし、 S_v の割増係

数 $\frac{2d}{a_v}$ は、検討断面における鉄筋が杭頂部をこえて十分に定着されている時に限り用いることができる。

(2) 載荷面の周囲の押し抜きせん断力；これに対しては 3.4.3.2 を適用する。

杭基礎における第 3 番目の検討条件は縁部に近い杭についてである。せん断および曲げに対する検討断面は杭面から杭位置における有効厚の $\frac{1}{2}$ を加えた面、すなわち、杭位置での有効厚+杭直径に等しい断面とする。これに対しては 3.3.3.1 を適用する。

3.7.3.3 付着と定着

3.8.6 は基礎の鉄筋に適用する。局部付着に対する検討断面は

(1) 3.8.6.1 に示す検討断面

(2) 厚さが変化する断面あるいは鉄筋の切れる断面

(3) 杭により生ずる荷重に抵抗出来る量の曲げ鉄筋が杭中心線まで連続していて、中心線をこえて鉄筋径の 20 倍の定着長を有している場合の杭外周

(4) 杭を中心に平面的に丸く曲げられた鉄筋が杭荷重に抵抗するように設けられている場合は、杭の周辺にできるだけ多くの鉄筋を配置しなければならない。

3.7.4 たわみの限界状態

基礎に対してはこの限界状態を考えなくてよい。

3.7.5 基礎のひびわれ制御

引張鉄筋の最大間隔に関する 3.8.8.2 を適用する。しかし、ひびわれ制御のために基礎の側面には鉄筋を配置する必要はない。

3.8 設計細目に関する検討

3.8.1 構造細目

3.8.1.1 部材寸法

鉄筋コンクリート部材の全体的な設計寸法は、ある程度の施工誤差を考慮したものとしなければならない。許容誤差は完成した構造物あるいはその部分が構造物の意図する目的を損わない範囲で出来るだけ大きくすべきである。

3.8.1.2 鉄筋配置に関する許容誤差

通常の場合、設計においては鉄筋が所定位置に配置されているという仮定に基づいてよい。しかしながら、鉄筋配置が部材の 1 側面以上に関係しているとき（たとえば、全側面に対してかぶり定められているスターラップ）1 側面の実際のコンクリートかぶりは大きくなってよく、以下のような許容誤差の考えに基づいて求めてよい。

- a かぶり用ブロック、スペーサーおよびチェアーの大きさと間隔
- b 剛性、直線性および鉄筋あるいはかご筋の切断、曲げおよび固定の正確さ
- c 型枠工の寸法および平面的な位置の正確さ（これは、埋殺しレンガ工等の永久的型枠も含む）
- d 構造物の寸法と鉄筋あるいはかご筋の相対的大きさ

鉄筋あるいはかご筋が構造部材の片側に正確に配置される様な場合には、部材の反対側の高応力

を受ける鉄筋の位置の誤差が大きくなることがある。その結果生ずるこの鉄筋の有効厚の減少は荷重に対する部分安全係数による余裕をこえるかもしれない。したがって、特に重要な部材の設計においては、仮定した有効厚を適当に調整する必要がある。

3.8.1.3 施工目地および伸縮目地

図面上に施工目地を示す必要のある時には、その位置に対する検討を十分行なわなければならない。一般に施工目地は、部材方向に直角とし、せん断および他の応力を考慮して設計しなければならない。目地の面の特別の処理を施す場合には明示しなければならない。

伸縮目地の位置は個々の部材および構造物全体のいずれに対しても図面にはっきり示さなければならない。

構造物の伸縮目地は一般に1平面で、構造物全体を横切るものとしなければならない。伸縮目地の各種のタイプについては付録Bに記載してある。

3.8.2 鉄筋コンクリートかぶり

“公称”かぶりとは設計に用いる図面に示された寸法である。公称かぶりは常に少なくとも、鉄筋径に等しくし、3本以上の束ね鉄筋の場合には等価面積の鉄筋径に等しくしなければならない。

鉄筋かぶりはまた気象作用下での耐久性を考慮して決定しなければならない。

コンクリートがはげしい摩耗を受ける等の場合には、公称かぶりに予想摩耗を加算しなければならない。

きわめて厳しい露出状態にさらされたり軽量骨材あるいは多孔質な骨材を使用する場合(3.9.2参照)には特別の注意が必要である。

表-11は天然骨材使用時の公称かぶりを示す。この表はスターラップを含む全鉄筋について適用し、それぞれの露出条件下でそれぞれのコンクリート品質を使用した場合の値である。ただし所要の耐久性を得るために、コンクリートの配合について詳細に規定することが必要な場合もある。

表-11 露出状態による鉄筋の公称かぶり

状 態	公 称 か ぶ り (mm)			
	コンクリートの等級			
	25	30	40	50以上
(1)普通 激しい雨にさらされず、水で飽和されている場合には氷結しない表面の場合、たとえば 1. 防水膜で覆われている表面 2. 凝結に関係しない内側表面 3. 下面 4. 埋設コンクリートおよび荒野の水を含むPH>4.5の水中に常にある場合	40	30	25	20
(2)酷A 表面が激しい雨にさらされ交互に湿ったり乾いたりする場合、たとえば、背面盛土に接しており湿っている場合には凍結するような場合 酷B 表面が凍結防止用の塩分とか塩分のしじきにさらされる場合たとえば道路端の構造物とか沿岸構造物	50 不可	40 * 50	30 * 40	25 50
(3)過酷 表面が海水作用にさらされているもの、たとえば海食作用とか、PH ≤ 4.5の荒野の水のようなものにさらされる場合	不可	不可	60	50

※ エントレインドエアを含むコンクリートの場合のみ使用できる(7欄参照)

3.8.3 鉄筋 — 概説

3.8.3.1 束ね鉄筋

付着応力減少を考慮すれば、鉄筋を2本あるいは、3、4本を一緒に束ねて配置してもよい。

束ねた鉄筋は支点上で止める場合以外は少なくとも鉄筋直径の40倍以上離れた位置で切るものとする。3本の束ね鉄筋においては、1断面で1本の鉄筋の重ね合わせをしてもよいが、どんな断面においても鉄筋本数が4本以下となるように交互にずらして重ね合わせるものとする。

束ね鉄筋はスターラップのない部材には使用してはならない。

3.8.3.2 鉄筋計画寸法

鉄筋はBS4466にしたがって計画しなければならない。

鉄筋を2つのコンクリートの面の間に入れる場合は、曲げ形状はコンクリートの面の間の公称間隔からそれぞれの面に対する公称かぶりと表-12で示す部材の大きさおよび曲げ方に対するばらつきを考慮した減寸量を差し引いた大きさとする。

表-12 鉄筋の計画寸法：ばらつきを考慮した減寸量

コンクリートの面の間隔 m	鉄 筋 の タ イ プ	全 減 寸 量 mm
0 - 1	スターラップおよびその他の曲げ鉄筋	10
1 - 2	'	15
2 以上	'	20
すべての間隔	真っすぐな鉄筋	40

これらの減寸量はほとんどの鉄筋コンクリート構造に適用してよいが部材の寸法の許容誤差が4つの分類に対してそれぞれ5, 5, 10, 10mm 以上の場合はさらに大きな減寸を行なうか、かぶりを大きくしなければならない。

3.8.4 部材の最小鉄筋量

3.8.4.1 最小主鉄筋量

はりあるいはスラブの引張鉄筋の面積は、高強度鉄筋使用時には、 $0.15\%b_f d$ 以下としてはならず、普通強度鉄筋の場合には $0.25\%b_f d$ 以下としてはならない。ここで b_f は断面幅で d は有効厚である。 T あるいは I 型断面については、上フランジより下のコンクリートの平均幅をとるものとする。

柱における軸方向鉄筋の最小本数は、矩形断面では4本、円形断面では6本とし、その径は12mm 以下としてはならない。あまり荷重を受けない柱(3.5.7 参照)を除いて、鉄筋断面積は一般に柱断面積の1%以下としてはならない。

壁はその鉛直方向鉄筋量が少くとも0.4%配置されていない場合には鉄筋コンクリート壁と考えることは出来ない。鉛直方向鉄筋は1列あるいは2列とするのがよい。

3.8.4.2 最小配力筋量

中実コンクリートスラブにおいては主鉄筋と直角に配置する鉄筋は、全断面に対する比で示すと、高強度鉄筋の場合0.12%以下あるいは普通鉄筋の場合0.15%以下としてはならない。いずれの場合にも、

鉄筋間隔は、スラブの有効厚の5倍以上としてはならない。

フランジ付きのはりにおいては、フランジの有効幅内に配置する鉄筋量はフランジの軸方向断面積に対する比で、0.3%以下としてはならない。

圧縮に抵抗する鉛直主鉄筋を有する壁においては、少くとも高強度鉄筋の場合で0.25%普通鉄筋の場合で0.3%の水平鉄筋を用いねばならない。この鉄筋の径は鉛直筋の直径の1/4以上でかつ6mm以上のものを用いねばならない。また、壁にはスターラップを使用しなければならない(3.8.4.3参照)。

3.8.4.3 最小スターラップ量

はりあるいは柱において一部あるいは全部の主鉄筋が圧縮に抵抗する場合は最大径の圧縮鉄筋の径の $\frac{1}{4}$ 以上の直径のスターラップあるいは帯鉄筋を最小径の圧縮鉄筋の径の1.2倍以下の間隔で配置しなければならない。

スターラップは、すべての角や最外縁の鉄筋の重ね合わせ部では、これらの鉄筋を囲みその傾斜は 135° 以下となるようにしなければならない。圧縮域のその他のすべての鉄筋は拘束鉄筋より150mm内側に配置するものとする。円柱に対しては、鉛直鉄筋がその円周に配置される場合には、鉄筋あるいは束ね鉄筋を囲む円形タイによって、適切に横方向に拘束するものとする。

鉛直方向の圧縮鉄筋が2%以上の壁では壁に、最小6mmあるいは最大径の圧縮鉄筋の径の1/4の直径のスターラップを用いねばならない。これらのスターラップの間隔は、水平あるいは鉛直の両方向共に壁厚の2倍以上としてはならず、鉛直方向においては、鉄筋直径の1.6倍以上としてはならない。スターラップによって囲まれていない鉛直方向の圧縮鉄筋は、拘束されている鉄筋から200mm以内にあるようにしなければならない。

重要度の低い構造(たとえばlintel)あるいは3.3.6により計算した最大せん断応力度が規定値の1/2以下のはりを除くすべてのはりには全支間にわたって、公称スターラップを以下のように配置しなければならない。

$$\text{高強度スターラップ} \quad \frac{A_{sv}}{s_v} = 0.0012 b_f$$

$$\text{普通スターラップ} \quad \frac{A_{sv}}{s_v} = 0.002 b_f$$

ここに

A_{sv} ; スターラップの2本の足の断面積

b_f ; 引張鉄筋位置のはりの幅

s_v ; スターラップの間隔

スターラップの間隔は、はりの有効高さの0.75倍以下としなければならず、またスターラップの各足の横方向の間隔もまたこの値以下としなければならない。スターラップはすべての引張鉄筋を囲むものとする。

3.8.5 部材の最大鉄筋量

はりにおいては、引張鉄筋あるいは圧縮鉄筋ともにコンクリート全断面の4%以下としなければ

ならない。柱においては軸方向鉄筋は、鉛直打ちの場合6%、水平打ちの場合8%以下としなければならない。ただし、いずれの場合も重ね継手部では10%以下とする。

壁においては、鉛直鉄筋断面積はコンクリートの全断面積の4%以下としなければならない。

3.8.6 付着定着と支圧

3.8.6.1 局部付着 (local bond)

鉄筋の短い区間で引張応力の大きな変化により生ずる局部付着破壊を防ぐために図式より得られる局部付着応力度 f_{bs} は、表-13の許容値をこえてはならない。

$$f_{bs} = \frac{V \pm \frac{M}{d} \tan \theta_s}{\sum u_s d} \quad \text{..... (9)}$$

ここに V ; 終局荷重時のせん断力

$\sum u_s$; 引張鉄筋の有効周長の総和 (3.8.6.3)

d ; 断面の有効高さ

M ; 終局荷重による断面のモーメント

θ_s ; 断面の圧縮縁と引張鉄筋との角度

式において、断面の有効高さの増大につれて、モーメントが増加する時負符号を用いるものとする。

局部付着応力検討断面は、単純支持部材の端部、引張鉄筋の切断点および変曲点である。しかし、引張鉄筋端および変曲点で連続する鉄筋の定着付着応力度が3.8.6.2の値の0.8倍以下となる時には、付着応力の検討はしなくてよい。

表-13 許容局部付着応力度 N/mm^2

鉄筋のタイプ	コンクリートの等級			
	20	25	30	40以上
丸 鋼	1.7	2.0	2.2	2.7
異形丸鋼タイプ1	2.1	2.5	2.8	3.4
異形丸鋼タイプ2	2.6	2.9	3.3	4.0

3.8.6.2 定着付着

定着付着破壊を防ぐためには、終局荷重に引張あるいは圧縮を受ける鉄筋は適当な埋込長さだけ断面の両側に伸ばすかあるいはその他の端部定着法によって定着しなければならない。定着付着応力は、定着部の全長にわたって一定と仮定し、鉄筋の力を有効定着長と鉄筋あるいは束ね鉄筋の有効周長との積で除して求めるものとし、その値は表-14の許容値をこえないものとする。

表-14 許容定着付着応力度 N/mm^2

鉄筋のタイプ	コンクリートの等級			
	20	25	30	40以上
引張部の丸鋼	1.2	1.4	1.5	1.9
圧縮部の丸鋼	1.5	1.7	1.9	2.3
引張部の異形丸鋼タイプ1*	1.7	1.9	2.2	2.6
圧縮部の異形丸鋼タイプ1*	2.1	2.4	2.7	3.2
引張部の異形丸鋼タイプ2*	2.2	2.5	2.8	3.3
圧縮部の異形丸鋼タイプ2*	2.7	3.1	3.5	4.1

* BS4449およびBS4461で付着応力に関して異形鉄筋を2種類に分類する規定が設けられると考えられるが、それまでは、この指針を用いる際は、付録Eの分類によるものとする。

3.8.6.3 鉄筋あるいは束ね鉄筋の有効周長

単鉄筋の有効周長はその公称径の3.14倍としてよい。束ね鉄筋の有効周長は個々の鉄筋の有効周長の和に表-15の低減係数を乗じた値とする。

表-15 束ね鉄筋の有効周長低減係数

鉄筋の束ね本数	低減係数
2	0.8
3	0.6
4	0.4

3.8.6.4 スターラップの定着

スターラップは以下の場合には十分に定着されていると考えてよい。すなわち、少なくとも対象とするスターラップの径以上の径の別の鉄筋を直角に囲み、それ自身の直径の最小8倍以上のばした場合、あるいは、別の鉄筋を180度で囲み径の4倍以上のばした場合である。いかなる場合にもスターラップは鉄筋製造者が保証した曲げ試験半径の2倍以下で曲げてはならない。

3.8.6.5 重ね継手および継手

鉄筋の連結は重ね継手、溶接あるいは機械的方法によってよいができれば高応力の点をさけた位置で互い違いに設けるのがよい。溶接継手は載荷荷重が常時変動とするところには使用してはならない。

継手部鉄筋応力が完全に圧縮であるところでは、適当なスリーブあるいは機械的方法(5.3.2.3)によって、直に切断した鉄筋両端をピッタリと突合せた端部支圧によって荷重の伝達を行なってもよい(5.3.2.3)。

鉄筋を重ねる場合、重ね合せ長さは、重ねられた2本の鉄筋の細い方の応力を伝達するのに必要とされる定着長をとるものとする。ただし、引張異形鉄筋に対しては、重ね長さは細い鉄筋に対して必要な定着長により25%長くともものとする。しかし、この重ね長さは、引張鉄筋において

は鉄筋の径の2.5倍に150mmを加算した値以下としてはならず、圧縮鉄筋においては2.0倍+150mm以下としてはならない。

3.8.6.6 鉄筋の溶接継手

溶接継手は鉄筋の折曲点に設けてはならない。平行な主引張鉄筋の継手は出来れば長手方向にずらすべきである。この場合、継手の間隔が鉄筋端部定着長以上ある場合に、ずらしてあるとみなしてよい。

溶接強度が、1本物の鉄筋と少なくとも同一強度であることが試験によって証明されている場合には、継手強度としては引張継手に対しては継手筋の特性強度の80%を、圧縮継手に対しては100%を適当な γ_m 係数によってそれぞれ除した値を用いてよい。しかし、引張部の溶接継手強度は、溶接作業が厳しい管理のもとで行なわれ、また、部材のいかなる断面においても引張鉄筋の20%以上溶接されなければ鉄筋の特性強度の100%としてよい。

重ね断手の溶接においては、充填材のせん断強度は、その降伏点、すなわち、BSで示している保証応力度の0.88倍とするものとする。溶接長は、鉄筋断面積 $\times 0.87f_y$ が溶接の有効長 $\times$ の $\times$ と厚 $\times$ 充填材のせん断強度と等しくなるだけの長さである。溶接の長さは、一般には、鉄筋の直径の5倍以上としてはならない。より長い溶接長が必要な時は、区間に分割し、溶接箇所の間隔は鉄筋直径の5倍以上とするものとする。

3.8.6.7 フックおよび折り曲げ

フック、折り曲げおよびその他の鉄筋の定着はコンクリートに過大な応力を生じるような形、大きさ、配置にしてはならない。フックは設計条件に適合する場合のみ用いるものとし、BS 4466に規定されているU型あるいはL型を用いるものとする。

フックあるいは折り曲げの有効定着長さは、曲げ始め点から曲げ終り点に鉄筋径の4倍を加えた点までとし、鉄筋径の2.4倍あるいは次に示す値以下としてよい。

(1) フックに対しては、フックの曲げ内半径の8倍

(2) 直角曲げに対しては、曲げ内半径の4倍

どんな場合でも、折り曲げの内半径は、鉄筋製造者が保証した曲げ試験半径の2倍以上とし、かつ、曲線の中点での支圧応力度が3.8.6.9で与えられている値をこえないものとする。

支点、フックをつけた鉄筋が用いられる場合はフックの曲げ始め点は、支承の内側の面から少なくとも鉄筋径の4倍とするものとする。

3.8.6.8 曲げ筋内側の支圧応力度

曲げ筋の端から直径の4倍をこえて伸ばされていないか、応力を受けない鉄筋の折り曲げ部内側の支圧応力は検討する必要がある。その他の場合は、曲げ鉄筋部内側の支圧応力度を次式により計算しなければならない。

$$\text{支圧応力度} = \frac{F_{bt}}{r\phi}$$

ここに F_{bt} ; 単鉄筋または束ね鉄筋の終局荷重時の引張力

r ; 折り曲げ内半径

ϕ ; 鉄筋の直径あるいは、束ね鉄筋においては、等価断面積の直径

応力度は $\frac{1.5 f_{cu}}{1+2\phi/a_b}$ をこえてはならない。ここで a_b は、鉄筋の曲げ面に直角方向の鉄筋または束ね鉄筋の中心間距離とする。部材側面の鉄筋または束ね鉄筋に対しては a_b はかぶり+上記の ϕ とする。

3.8.7 鉄筋の打ち止めおよび定着

3.8.7.1 鉄筋の打ち止めの際の一般的必要事項

曲げを受けている部材においては、鉄筋の端部支承以外ではすべての鉄筋を部材の有効高さあるいは鉄筋直径の1.2倍のいずれか大なる距離だけ必要なくなった点をこえてのばさなければならない。鉄筋の必要となる点とは、連続鉄筋についてのみ考えると断面の抵抗モーメントが所要モーメントに等しい点である。

さらに、鉄筋は以下の条件のうちの一つが満足されなければ引張部に定着させてはならない。

- (1) 鉄筋が曲げを受ける必要なくなった点から、鉄筋の設計強度 ($0.87 f_y$) に対する定着長だけ鉄筋をのばす。
- (2) 鉄筋の打ち止め断面のせん断強度が実際に生ずるせん断力の2倍以上である。
- (3) 鉄筋の打ち止め断面の連続鉄筋の断面積が、その断面のモーメントに抵抗するのに必要な断面積の2倍以上である。

以上の条件の1つまたはいくつかが考えている終局荷重のすべての組合せに対して満足していなければならない。

部材の単純支承端においては、それぞれの引張鉄筋は以下のいずれかによって定着しなければならない。

- (1) 支点中心線をこえて鉄筋径の1.2倍に等しい有効定着、すなわち、折り曲げあるいはフックの始点を支点の中心線より前にしてはならない。
- (2) 支承面から鉄筋径の1.2倍+ $d/2$ に等しい有効定着、すなわち、曲げ始点を支承面から $d/2$ 以内にしてはならない。
- (3) 支承面上の局部付着応力度が3.8.6.1で示された値の1/2より小さいならば、支承幅の1/3または30mmのいずれか小さい方の値以上、支点中心をこえて鉄筋を真直ぐにのばす。

3.8.8 鉄筋間隔

3.8.8.1 鉄筋の最小純間隔

この規定は鉄筋径と関係ないのであるが鉄筋径が粗骨材の最大寸法より5mm以上大きい場合には、一般に鉄筋径より小さい間隔は避けなければならない。2本または3本、4本の束ね鉄筋は等価断面積を有する1本の鉄筋として考えねばならない。

鉄筋間隔はコンクリートの適正な締め固めを十分に行なうことができ、また内部振動機等を使用する時は振動機を挿入するのに十分な空間を確保できなければならない。最小鉄筋間隔は経験または適正な作業試験によるのが最も好ましいが適切な資料がない場合には以下の事項を目安として定めてよい。

(1) 単鉄筋

2本または束ね鉄筋の場合（以下参照）を除いて、鉄筋間の水平純間隔は $h_{agg} + 5\text{mm}$ 以上としなければならない。ここで h_{agg} は粗骨材の最大寸法である。2列またはそれ以上に配筋されている場合には

- a 各列の対応する鉄筋のすき間は鉛直方向に1直線としなければならない。
- b 鉛直方向の鉄筋純間隔は $\frac{2}{3} h_{agg}$ 以上としなければならない。

(2) 2本組鉄筋

鉄筋は接触させたりあるいは上記(1)の間隔より小さくして配置してもよく、そのような場合には

- a 各列の対応する組鉄筋のすき間は鉛直方向に1直線としその幅は $h_{agg} + 5\text{mm}$ 以上としなければならない。
- b 2本組の鉄筋が上下に重ねられている場合には、鉛直方向の組鉄筋間隔を $\frac{2}{3} h_{agg}$ 以上としなければならない。
- c 2本組の鉄筋が横に並んでいる場合は鉛直方向の組鉄筋間隔を $h_{agg} + 5\text{mm}$ 以上としなければならない。

(3) 束ね鉄筋

束ね鉄筋の水平および鉛直方向の純間隔は $h_{agg} + 15\text{mm}$ 以上とし、束ね鉄筋のすき間は鉛直方向に1直線でなければならない。

3.8.8.2 引張鉄筋の最大間隔

ひびわれ幅を計算して（付録A参照）より広い間隔をとってよいことが確かめられていなければ一般的に内的、外的露出条件下のはりには以下の規則を適用するものとする。

- (1) これらの規則の適用においては一断面における最大鉄筋径の0.45倍以下の鉄筋は、はりの側面に配置されている時以外は無視するものとする。ひびわれ制御用にはりの側面に配置される鉄筋の径は $\sqrt{S_b b / f_y}$ 以上とすべきである。ここで S_b は鉄筋間隔、 b は検討断面の幅である。
- (2) はりの引張縁部の鉄筋または束ね鉄筋の水平純間隔は解析で考慮される再分配量および鉄筋の特性強度に応じて表-16に与えられた値以上としてはならない。

表-16 鉄筋の純間隔 (mm)

f_y	考 えて い る 断 面 の 再 分 配 (‰)										
	-30	-25	-20	-15	-10	0	+10	+15	+20	+25	+30
250	215	230	245	260	275	300	300	300	300	300	300
410	130	140	150	155	165	185	205	215	220	230	240
425	125	135	145	155	160	180	200	210	215	225	235
460	115	125	130	140	150	165	180	190	200	205	215
500	105	115	120	130	135	150	165	175	180	190	195

- (3) はりの角から最も近い縦方向鉄筋の表面までの純距離は表-16に示した距離の $\frac{1}{2}$ 以下とし

なければならない。

- (4) はりの全高が750mm以上の場合には軸方向鉄筋を引張縁から $\frac{2}{3}$ 以上のところに配置しなければならない。この鉄筋は側面寄りに配置し250mm以下の間隔としなければならない。この鉄筋は断面の抵抗モーメントの計算で考慮してもよい。

上記規定は抵抗モーメントの計算時に f_y を 300N/mm^2 以下としている場合以外は、特に厳しい環境におかれる部材に対しては適用できない。

また、はりに対する上記規定は以下の場合を除いて普通の内的、外的露出状態でスラブに適用してよい。

- (1) スラブ厚が200mm以下の場合、ただし、設計で用いた鉄筋の特性強度が 425N/mm^2 以下のときにはスラブ厚が250mm以下の場合には鉄筋純間隔はスラブの有効厚さの3倍以下としなければならない。
- (2) スラブの引張鉄筋量が全断面積の0.5%以下の場合には、鉄筋の純間隔は表-16で示した値の2倍としてよい。
- (3) スラブの鉄筋量が0.5%から1%の間の時は鉄筋の純間隔はパーセントで表わした鉄筋量で表-16の値を除いた値としてよい。スラブに対して表-16を用いる時、再分配配置が未知の場合たとえば表-13を使用する時その値を支点モーメントに対して1.5%支間モーメントに対して0%と仮定してよい。

3.8.8.3 斜スラブの引張鉄筋の間隔（検討中）

3.8.8.4 収縮に対する用心鉄筋の間隔

収縮および温度効果によって生ずるひびわれを分散させる目的で部材に鉄筋を使用する必要がある時は、平面壁に関する5.5.9.2で示した規定にしたがわねばならない。

3.9 軽量骨材コンクリート使用上の注意

3.9.1 一般

軽量骨材コンクリートは一般に等級15またはそれ以上の軽量骨材鉄筋コンクリートに関する2章および3.1~3.8および3.9.2~3.9.1.2の規定にしたがって設計してよい。

軽量骨材コンクリートでは骨材のタイプごとの特性は一般の骨材に比べはるかに正確に把握されているので、この基準で表に示されている値を用いるより骨材の製造業者から直接資料をもらう方がよい。

3.9.2 耐久性

軽量骨材コンクリートには、7欄に示している最小セメント量を適用する。耐久性については、鉄筋のかぶりを表-11の値より10mm大きくするものとする。

3.9.3 特性強度

軽量骨材コンクリートの特性強度は表-3の値を用いてよい。全骨材が高炉滓の時には材令による立方体試体強度は表-3から求めてよい。この値を他の大部分のタイプの骨材にも適用できるが骨材のタイプごとに製造者に問い合わせるのがよい。骨材によっては富配合で使用した時材令28日

の目標強度から増加がほとんどないものがある。

3.9.4 はりのせん断抵抗

軽量骨材コンクリートばりのせん断抵抗とせん断補強については3.3.3.1および3.3.3.2にした

表-17 軽量骨材コンクリートばりの許容せん断応力度 v_c (N/mm^2)

$100A_s$ bd	コンクリートの等級				
	15	20	25	30	40 以上
0.25	0.15	0.28	0.28	0.28	0.28
0.50	0.20	0.36	0.40	0.44	0.44
1.00	0.20	0.48	0.52	0.55	0.60
2.00	0.25	0.64	0.68	0.72	0.76
3.00	0.30	0.68	0.72	0.76	0.80

表-18 軽量骨材コンクリートばりの許容最大せん断応力度 (N/mm^2)

コンクリートの等級			
20	24	30	40 以上
2.68	3.00	3.28	3.80

がって行なうものとし、その際は表-5の代わりに表-17を、表-6の代わりに表-18を使用しなければならない。

3.9.5 はりのねじり抵抗

軽量骨材コンクリートばりのねじり抵抗およびその鉄筋は3.3.1にしたがうものとし、その際には表-7の代わりに表-19を使用しなければならない。

表-19 軽量骨材コンクリートの許容ねじりせん断応力度 (N/mm^2)

	コンクリートの等級				
	15	20	25	30	40 以上
$v_{t \min}$	0.15	0.24	0.26	0.30	0.34
v_{ts}	2.00	2.68	3.00	3.28	3.80

3.9.6 はりのたわみ

軽量骨材コンクリートばりのたわみの計算は2.4.2.2に示した E_c の値を用いて計算してよい。

3.9.7 スラブのせん断抵抗

軽量骨材コンクリートスラブのせん断抵抗とその補強は、3.4.4にしたがって行なうものとし、その際には表-5、6の代わりに表-17、18を用いなければならない。

3.9.8 スラブのたわみ

軽量骨材コンクリートスラブのたわみの計算は2.4.2.2に示した E_c の値を用いて計算してよい。

3.9.9 柱

3.5の規定は以下の修正を行なって軽量骨材コンクリート柱に適用してよい。

3.9.9.1 短柱

短柱についての3.5.1.1の厚さ h に対する有効高 L_e の比は1.0をこえてはならない。

3.9.9.2 長柱

3.5.7の(3), (4), (5)および(6)式の中で分母1750を1200と置き換えて用いる。

3.9.10 局部付着, 定着および重ね合わせ

軽量骨材コンクリート部材の局部付着応力, 定着付着応力および重ね合わせ長さは以下を除いて3.8.6にしたがってよい。

a 丸鋼の付着応力は表-13, 表-14の値の50%をこえてはならない。

b 等級15のコンクリートについては, 付着応力度は等級20の軽量骨材コンクリートに対する値の0.8倍をこえてはならない。

発泡スラブあるいはそれと同様な骨材については打設時鉄筋の配置が水平である場合には付着応力度が上記の最大値以下であることを確認しなければならず, また製造者の意見を聞く必要がある。

3.9.11 曲げ筋内側の支圧応力度

3.8.6.9の規定が軽量骨材コンクリートにも適用できるが支圧応力度は次式の値をこえてはならない。

$$\frac{f_{cu}}{1 + \frac{2\phi}{a_b}}$$

4章 設計および構造細目—プレストレストコンクリート

4.1 一般

4.1.1 4章の範囲

この章には、一般には、2.1.1.1で定義したⅠ、Ⅱ、Ⅲ種のプレストコンクリート構造が、2章で述べた必要条件を満足する解析および設計方法が与えられている。対象としている構造物あるいは部材のタイプに対して満足と認められれば他の方法を用いてもよい。場合によっては、この章の仮定は、不適当なこともあり、技術者は、問題としている構造物の性質に応じて、より適切な方法を採用しなければならないこともある。

4.1.2 プレストレストコンクリートの限界状態設計

4.1.2.1 設計の基礎

4章は、1章および2章に述べた限界状態の原則にのっとっているが、特定の限界状態が常に問題となるとは限らないので、終局限界状態および使用限界状態に対する設計方法を与えている。

一般に、Ⅰ種とⅡ種の部材の設計は、設計荷重作用時のコンクリートの引張応力の制限でまゐるが、曲げ、せん断およびねじりに対する終局強度についても検討しなければならない。Ⅲ種の部材の設計は、一般に、終局強度条件あるいはたわみによってまゐる。

4.1.2.2 耐久性

耐久性を確保するのに必要な鉄筋およびPC鋼材の最小かぶり厚は、4.9.3に示してある。

4.1.2.3 安定性およびその他の考慮すべき点

4章には、振動やその他の限界状態についての規定は示してない。これらの点については、2章を参照する事。

4.1.3 荷重

4.1.3.1 一般

終局および使用状態に対する荷重の値は2.2を参照の事。

4.1.3.2 設計荷重の載せ方

一般に、荷重の影響を評価する場合、荷重は最も厳しい影響を与えるように載せるものとする。

施工順序や、ことに、使用限界状態に対しては、プレストレスによる2次的な影響も考慮しなければならない。

4.1.4 材料の強度

4.1.4.1 強度の定義

4章においては、材料の設計強度は、材料の特性強度に関する表および式で表わしてある。特に断わりがなければ、すべての式および表は、材料強度に対する部分安全係数 r_m を考慮してある。

4.1.4.2 コンクリートの特性強度

コンクリートの特性立方体強度は、7編に示されており、プレストレストコンクリートに関する特性値は、表-20に、他材令の強度とともに示してある。

設計は特性強度あるいは、場合によっては、表-20から求まる載荷時材令の強度をもとに行なうものとする。

表-20 コンクリート強度

N/mm^2

等級	特性強度 f_{cu}	立 方 体 強 度				
		7 日	2 ヶ月	3 ヶ月	6 ヶ月	1 年
30	30.0	20	33	35	36	37
40	40.0	28	44	45.5	47.5	50
50	50.0	36	54	55.5	57.5	60
60	60.0	45	64 *	65.5 *	67.5 *	70 *

* これらの割り増した強度は、用いている材料でこのような高強度が得られることが確かめられた場合のみ用いてよい。

4.1.4.3 PC鋼材の特性強度

PC鋼材の規格特性強度は、BSに示してあり、その値は、表-21、22、23、24に示してある。

表-21 PC鋼線の規格特性強度

公 称 径	規格特性強度 $A_{ps} f_{pu}$	公称断面積 A_{ps}
mm	KN	mm^2
2	6.34	3.14
2.65	10.3	5.5
3	12.2	7.1
3.25	14.3	8.3
4	21.7	12.6
4.5	25.7	15.9
5	30.8	19.6
7	60.4	38.5

表-22 より線の規格特性強度

鋼線の数	公 称 径	規格特性強度 $A_{ps} f_{pu}$	公称断面積 A_{ps}
	mm	KN	mm^2
7	6.4	44.5	24.5
	7.9	69.0	37.4
	9.3	93.5	52.3
	10.9	125	71.0
	12.5	165	94.2
	15.2	227	138.7
19	18	370	210
	25.4	659	423
	28.6	823	535
	31.8	979	660

表-23 COMPACTED STRANDの規格特性強度

鋼線 の数	公 称 径	規格特性強度 Aps fpu	公称断面積 Aps
	mm	KN	mm ²
7	12.5	209	112
	15.2	300	168 (165)
	18.0	380	232 (223)

表-24 PC鋼棒の規格特性強度

公 称 径	規格特性強度 Aps fpu	公称断面積 Aps
mm	KN	mm ²
20	325	314
22	375	380
* 25	500	491
28	625	615
* 32	800	804
35	950	961
* 40	1250	1257

*推奨径

4.2 構造物および構造骨組

4.2.1 構造物の解析

構造物および構造骨組全体の解析は、2.4の条項にしたがうものとする。ただし、場合によっては、個々の部材の設計には、4.3の方法を用いてもよい。

部材の相対剛度は、2.4.3.1に示したコンクリート断面に基づくものとする。

4.2.2 モーメントの再分配

弾性解析によって得られるモーメントの再分配は、終局限界状態に対してのみ、以下の条件を満足する場合に行なってよい。

- (1) 内力と外力のつり合いは、それぞれの終局荷重の組合わせに対して満足されなければならない。
- (2) 部分のあらゆる断面における終局抵抗モーメントは、終局荷重のすべての組合わせを考えた弾性最大モーメントダイアグラムから得られるその断面のモーメントの80%より小さくとはならない。
- (3) 終局荷重の組合わせによる部材のあらゆる断面の弾性モーメントは、終局荷重のあらゆる組合わせを考慮した弾性モーメントダイアグラムから得られる最大モーメントの20%以上減少させてはならない。
- (4) 再分配の結果、断面の終局抵抗モーメントが減じられている断面では、減少したモーメントに抵抗する断面の中立軸の位置 x は、次の値より大きくとはならない。

$$x = (0.5 - \beta_{red}) d$$

ここに、 d ;有効高さ

M_{red} ;減らされた抵抗モーメントと終局荷重のすべての組合せについて、弾性最大モーメントダイアグラムより得られた最大モーメントの比

一般的に、柱の軸荷重およびプレストレスが小さければ、(4)による柱のモーメントの減少を含む再分配の可能性は小さい。

4.3 はり

4.3.1 一般

4.3.1.1 定義

プレストレストコンクリートばりの定義および幾何学的形状の制限は、3.3.1で鉄筋コンクリートばりに対して与えられたものと同様である。

4.3.1.2 スレンダーなはり

最終的なはりの細長さに対する制限(3.3.1.3)の他に、架設中におけるプレストレストばりに起きうる不安定も考慮しなければならない。

部材は吊り上げ点を結ぶ橋軸方向の軸に関して傾くと破壊する可能性がある。はりの形状や吊り上げ点の不完全さによる初期の傾斜によって橋軸直角方向曲げモーメントが生じ、それがあまり大きいと橋軸直角方向の不安定を生ずることになる。

この問題は複雑であり、技術者は主に自分の過去の経験に基づいて判断しなければならない。

以下のような点に注意すべきである。

a : はりの形状、すなわち断面の形状、支間長、幅、高さ等の比

b : 吊り上げ点の位置

c : 吊り上げ方法、すなわち傾斜ロープか鉛直ロープか、はりとロープの連結方法

d : 施工誤差、すなわち最大の橋軸直角方向そり

橋軸直角方向曲げ、死荷重、プレストレスの合成効果による応力度が計算でき、もしびびわれ発生の可能性がある場合は吊り上げ装置を換えるか、もしくは、はりに十分な橋軸直角方向の拘束を与えるようにしなければならない。

4.3.2 使用限界状態 — ひびわれ発生

4.3.2.1 断面解析

設計荷重に対する検討の際は以下の仮定をしてよい。

(1) 平面保持の仮定

(2) I種およびII種の部材に対しては、コンクリートに4.3.3.2と4.3.2.3で与えられている仮想上の応力度が生じるまでは弾性的に挙動すると考える。

(3) 一般に、プレストレス導入直後およびすべてのプレストレスの損失が生じた後の状態で、

2.2.1に与えられた荷重の組合せによる応力度を計算すればよい。いずれの場合も、PC鋼材のひずみおよび緊張力に対する死荷重および載荷荷重の影響は無視してよい。

4.3.2.2 使用荷重下の応力度の制限

(A) 圧縮応力度

コンクリートの圧縮応力度は、表-25に与えられている値をこえてはならない。

表-25 使用限界状態におけるコンクリートの圧縮応力度

荷重の性質	許容圧縮応力度
設計荷重曲げの場合	0.4 fcu 連続はりおよびその他の不静定構造においては、この値を支点モーメントの範囲内では、0.5 fcuまで増加させてよい。
直接圧縮の場合	0.30 fcu

(B) 曲げによる引張応力度

曲げ引張応力度は、部材の各種別に対して定められた値をこえてはならない。これらの応力度は、一体の部材または構造に対する値で、プレキャスト部材のモルタルあるいは、コンクリート目地では引張を認めない。以下の値を満たす他に、すべての種別のプレストレス部材は、死荷重および付加死荷重のみを考え、荷重の組合せに対する部分安全係数を1とした場合は、Ⅰ種の条件を満たさなければならない。

(1) Ⅰ種の部材

引張応力を認めない。

(2) Ⅱ種の部材

引張応力度は、プレテンション部材に対してはコンクリートの許容曲げ引張応力度を、ポストテンション部材に対しては許容曲げ引張応力度の0.8倍をこえないものとする。許容引張応力度は表-26に与えられている。

表-26 Ⅱ種の部材に対する曲げ引張応力度
—使用限界状態—ひびわれ

	コンクリートの等級に対する許容応力度(N/mm ²)			
	30	40	50	60
プレテンション部材	-	2.9	3.2	3.5
ポストテンション部材	2.1	2.3	2.55	2.8

表-26の応力度は、実験において、最初のひびわれ発生に相当する試験荷重から計算された引張応力度の $\frac{3}{4}$ をこえない範囲で、 1.7 N/mm^2 以下の範囲で増加してもよい。そのような割増しがなされたところでは、損失終了後プレストレスによるコンクリートの応力度は、少なくとも 10 N/mm^2 でなければならない。

プレテンション部では、PC鋼材は、断面の引張域に十分分散して配置するものとし、ポストテンション部材は、もし必要なら、部材の引張面近くに付加鉄筋を配置しなければならない。

(3) Ⅲ種部材

ひびわれが許されるⅢ種部材に対しては(2.1.1.1参照)、コンクリート断面は全断面有効として求めて引張応力度によって検討するものとする。プレテンションまたはグラウトされるポストテンション部材に対して、これらの計算に使用する仮想上の引張応力度は表-27で与えられ表-28の係数および以下の条項で修正するものとする。

表-27 Ⅲ種の部材に対する仮想上の曲げ引張応力度

	限界ひびわれ幅	コンクリートの等級による応力度 N/mm^2		
	mm	30	40	50以上
A. プレテンション部材	0.1	—	4.1	4.8
	0.15		4.6	5.3
	0.2	—	5.0	5.8
	0.25		5.5	6.3
B. グラウトされる ポストテンション部材	0.1	3.2	4.1	4.8
	0.15	3.5	4.6	5.3
	0.2	3.8	5.0	5.8
	0.25	4.1	5.5	6.3
C. PO鋼材が引張域に分散 配置されているプレテン ション部材およびPO鋼 材が引張縁近くに配置さ れているポストテンショ ン部材	0.1	—	5.3	6.3
	0.15	—	5.8	6.8
	0.2	—	6.3	7.3
	0.25	—	6.8	7.8

プレストレストコンクリート曲げ部材のひびわれ発生は部材の高さによって決まるものであり、表-27の許容応力度は表-28に与えられている係数を乗じて補正するものとする。

合成断面に対しては建設中に表-27に与えられる曲げ応力度をこえることがなければ、表-28を使用する際は断面の高さとして合成断面全高を用いてよい。

表-28 Ⅲ種の部材の引張応力度に対するけた高係数

部 材 の 高 さ mm				
~200	400	600	800	1000~
1.1	1.0	0.9	0.8	0.7

付加鉄筋が引張域に配置されており、かつ、コンクリートの引張縁に近く配置される場合は、これら仮想上の引張応力度は引張を受けるコンクリートの面積に対する鉄筋の断面積のパーセントに比例して増大させてよい。1%の付加鉄筋につき、表-27の応力度は、グループAおよびBの部材に対しては $4.0 N/mm^2$ 、グループCの部材に対しては $3.0 N/mm^2$ 増加してよい。ただし、仮想上の全引張応力度はコンクリートの特性立方体強度の $\frac{1}{4}$ をこえないものとする。

4.3.2.3 応力導入時の応力限界

(A) 圧縮応力度

応力導入時の圧縮応力度は、表-29に与えられる値をこえてはならない。

表-29 応力導入時の許容圧縮応力度

応力分布の性質	許容圧縮応力度 N/mm^2
プレストレスが三角形または三角形に近い分布	$0.5 f_{ci}$
プレストレスが一様または一様に近い分布	$0.4 f_{ci}$

ここに f_{ci} は応力導入時のコンクリート強度である。

(B) 曲げによる引張応力度

応力導入時のコンクリートの引張応力度は、以下に示す値をこえてはならない。

(1) I種の部材

単にプレストレス力によるとき、 $1 N/mm^2$ の引張応力度

(2) II種の部材

引張応力度は導入時のコンクリート強度に対して表-26に与えられる値をこえてはならない。プレテンション部材ではPC鋼材を少し余分に配置するかまたは付加鉄筋を断面の引張域に配置するものとし、ポストテンション部材では必要なら部材の引縁近くに付加鉄筋を配置するものとする。

(3) III種の部材

引張応力度は一般にII種の部材に対して適用された値をこえてはならない。

4.3.3 終局限界状態 — 曲げ

4.3.3.1 断面解析

終局荷重下での断面の解析は以下の仮定によるものとする。

- (1) 圧縮部のコンクリートのひずみ分布は平面保持の仮定をもとに求める。
- (2) 圧縮部のコンクリート応力度は $\gamma_m = 1.5$ として、図-1に示した応力ひずみ曲線から求めるか、圧縮域全体が $0.4 f_{cu}$ となると仮定して求める。いずれの場合も圧縮縁ひずみは 0.0035 とする。
- (3) コンクリートの引張強度は無視する。
- (4) 付着のあるPC鋼材および付加鉄筋のひずみは、引張にせよ圧縮にせよ、平面保持の仮定より求めるものとする。
- (5) 最初に、緊張されている、されていないにかかわらず、付着のあるPC鋼材および付加鉄筋の応力度は応力-ひずみ曲線より求める。PC鋼材の応力-ひずみ曲線は図-3、4に、鉄筋に対しては図-2に与えられている。破壊時のPC鋼材の応力度を求める経験的方法は、4.3.3.3および表-30に与えられている。

(6) PC鋼材が付着されていないポストテンション部材においては試験によって立証しなければ、PC鋼材の応力度は表-31で与えられる値をこえないものとする。

4.3.3.2 設計チャート

CP 110の3編の設計チャートは図-1,3,4および上記の仮定をもとに作られており、短形プレストレストコンクリートばりの設計に用いてよい。

4.3.3.3 設計公式

4.3.3.1に与えた仮定を基に解析しない場合は、短形ばりあるいは中立軸がフランジ内にあるフランジ付のはりの抵抗モーメントは次式より求めてよい。

$$Mu = f_{pb} \cdot A_{ps} (d - 0.5x) \dots\dots\dots (36)$$

ここに Mu : 断面の抵抗モーメント

f_{pb} : 破壊時のPC鋼材の引張応力度

x : 中立軸の高さ

d : 有効高さ

A_{ps} : PC鋼材の断面積

コンクリートとPC鋼材の間に有効な付着をもったプレテンション部材およびPC鋼材とコンクリートの間に付着のあるポストテンション部材に対する f_{pb} および x の値は、表-30に与えられている。全損失終了後の有効プレストレスは、 $0.45 f_{pu}$ 以上とする。圧縮域のPC鋼材および付加鉄筋は、この方法を使用する場合は強度計算において無視する。

表-30 プレテンションおよび付着のあるポストテンションの短形ばりに対する終局限界状態での条件

$\frac{f_{pu} \cdot A_{ps}}{f_{cu} \cdot bd}$	PC鋼材応力度の、その設計強度との比 $f_{pb} / 0.87 f_{pu}$		中立軸までの高さ引張域のPC鋼材の図心までの高さとの比 x / d	
	プレテンション	付着のある ポストテンション	プレテンション	付着のある ポストテンション
0.025	1.0	1.0	0.054	0.054
0.05	1.0	1.0	0.109	0.109
0.10	1.0	1.0	0.217	0.217
0.15	1.0	1.0	0.326	0.326
0.20	1.0	0.95	0.435	0.414
0.25	1.0	0.90	0.542	0.488
0.30	1.0	0.85	0.655	0.558
0.40	0.9	0.75	0.783	0.653

短形ばりおよび中立軸がフランジ内にあるフランジ付はりに対して、付着のないPC鋼材が使用されている場合の終局時のPC鋼材の応力度は表-31より求めてよい。

表-31では以下の仮定がなされている。

(i) 全損失終了後の有効プレストレス(f_{pe})は $0.6 f_{pu}$ をこえない。

- (2) 圧縮ブロックは $0.4 f_{cu}$ の短形分布とする。
- (3) PC鋼材は、ダクト内にあるか、それらがたとえば中空断面内で自由であるなら、ダイヤフラムによって有効高さが減少をしないようにしてある。
- (4) 有効高さは、PC鋼材がダクトの頂点または、ダイヤフラムの下面に接触していると仮定して求める。

表-3.1 付着のないポストテンション短形ばりに対する終局限界状態での条件

$\frac{f_{pe} A_{ps}}{f_{cu} b d}$	各 L/d (有効支間/有効高さ) 比に対する PC 鋼材の引張応力度 と有効プレストレスとの比 f_{pb}/f_{pe}			各 L/d 比に対する中立軸の高さ と、引張域の PC 鋼材の図心の高 さとの比 x/d		
	30	20	10	30	20	10
0.025	1.23	1.34	1.45	0.10	0.10	0.10
0.05	1.21	1.32	1.45	0.16	0.16	0.18
0.10	1.18	1.26	1.45	0.30	0.32	0.36
0.15	1.14	1.20	1.36	0.44	0.46	0.52
0.20	1.11	1.16	1.27	0.56	0.58	0.64

4.3.3.4 非長方形断面

短形でないよりは 4.3.3.1 に与えられる仮定を使用して解析しなければならない。

4.3.4 はりのせん断抵抗

せん断に対する計算は終局限界状態に対してのみ行なえばよい。この節の規定はⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種のプレストレストコンクリート部材に適用される。

コンクリートのみの終局せん断抵抗 V_c は、曲げひびわれない断面 (4.3.4.1) とある断面 (4.3.4.2) の双方について検討し小さい方の値をとるものとし、必要なら鉄筋を配置するものとする (4.3.4.3)。

4.3.4.1 曲げひびわれない断面

曲げひびわれない断面の終局せん断抵抗 V_{co} は、断面の図心軸で $ft = 0.24 \sqrt{f_{cu}}$ の最大主引張応力度を発生させる力に相当する。

V_{co} の計算においては図心軸でのプレストレスの値は $0.8 f_{cp}$ とする。 V_{co} は次式で与えられる。

$$V_{co} = 0.67 b h \sqrt{ft^2 + 0.8 f_{cp} \cdot ft} \dots\dots\dots (37)$$

ここに $ft : 0.24 \sqrt{f_{cu}}$ で正とする。

f_{cp} : プレストレスによる断面図心軸での圧縮応力度で正とする。

b : 部材の幅で、T, I および L 型ばりではウェブの幅

h : 部材の全高

(37) 式から求められる V_{co} / bh の値は表-3.2 に与えてある。

表-32 V_{co}/bh の値 (N/mm^2)

f_{cp} (N/mm^2)	コンクリートの等級			
	30	40	50	60
2	1.30	1.45	1.60	1.70
4	1.65	1.80	1.95	2.05
6	1.90	2.10	2.20	2.35
8	2.15	2.30	2.50	2.65
10	2.35	2.55	2.70	2.85
12	2.55	2.75	2.95	3.10
14	2.70	2.95	3.15	3.30

フランジ内に中立軸があるフランジ付の部材では、フランジとウェブとの付け根での主引張応力度は $0.24 \sqrt{f_{cu}}$ を上限とする。ここで V_{co} の計算ではプレストレスによる応力には 0.8 を乗じるものとする。

曲げひびわれがなく斜めあるいは垂直プレストレスのある断面では、プレストレス力の部材軸に直角な成分を V_{co} に加えてよい。

4.3.4.2 曲げひびわれのある断面

(A) I 種および II 種

曲げひびわれのある断面の終局せん断抵抗 V_{cr} は次式を用いて求めてよい。

$$V_{cr} = 0.037 bd \sqrt{f_{cu}} + MtV/M \quad \dots\dots\dots (37')$$

ここに d : 圧縮縁から考えている断面の緊張材の図心までの距離

Mt : 考えている断面のひびわれモーメント

$$Mt = (0.37 \sqrt{f_{cu}} + 0.8 f_{pt}) I / y$$

ここに f_{pt} : 断面二次モーメント I のコンクリート断面の図心から y の距離でのプレストレスのみによる引張応力度

V, M : 考えている断面での終局荷重によるせん断力と曲げモーメント

V_{cr} : $0.1bd \sqrt{f_{cu}}$ 以上とする。

(B) III 種

曲げひびわれのある断面の終局せん断抵抗 V_{cr} は次式で求めてよい。

$$V_{cr} = (1 - 0.55 f_{pe}/f_{pu}) v_c bd + MoV/M \quad \dots\dots\dots (37' a)$$

ここに d : 考えている断面での圧縮縁から緊張材図心までの距離

Mo : 高さ d の位置のコンクリートの応力を 0 とするのに必要なモーメント, $Mo = 0.8 f_{pt} I / y$ 。

ここに f_{pt} : 図心から y の距離の高さ d でのプレストレスのみによる応力度

f_{pe} : すべての損失が生じた後の有効プレストレスでこの式に用いる場合は f_{pe} は 0.6 f_{pu} 以下の値をとるものとする。

v_c : 表-5 より求める。

V, M : 考えている断面での終局荷重によるせん断力および曲げモーメント

$V_{cr} : 0.1 b d \sqrt{f_{cu}}$ 以上とする。

ある断面で(37')および(37'a)を用いて求めた V_{cr} の値は、その断面からモーメントが増大する方向に $\frac{d}{2}$ の間は一定と考えてよい。

曲げひびわれがある場合、斜めの緊張材のある断面での部材軸に直角なプレストレスの成分は無視するものとする。

4.3.4.3 セン断鉄筋

終局荷重によるせん断力 V がコンクリートによって分担されるせん断力 V_c より小さく、かつ以下の条件を満足する場合はせん断鉄筋が不要である。

- a. V が $0.5 V_c$ より小さい場合
- b. 重要でない部材
- c. 2.4.5によって行なった試験でせん断鉄筋が不要であることが確かめられた場合。

上記以外は、次式によってスターラップを配筋するものとする。

$$\frac{A_{sv}}{S_v} = \frac{0.4 b}{0.87 f_{yv}} \dots\dots\dots (38)$$

ここに f_{yv} : 鉄筋の特性強度、ただし、 $425 N/mm^2$ 以下とする。

A_{sv} : スターラップの2本の足の断面積

S_v : 部材軸方向のスターラップの間隔

終局荷重によるせん断力 V が V_c をこえる場合は、次式で求められるせん断鉄筋を加えるものとする。

$$\frac{A_{sv}}{S_v} = \frac{V - V_c}{0.87 f_{yv} d t} \dots\dots\dots (39)$$

矩形のはりでは、引張域の両隅においてはスターラップはスターラップより細くない軸方向筋あるいは緊張材を囲むものとする。せん断鉄筋に関するこの節では、高さ $d t$ は圧縮縁から軸方向筋あるいは緊張材の図心までの距離のいずれか大きい方とするものとする。スターラップは、かぶりを考慮した上で、できるだけ引張あるいは圧縮縁近くまでのばすものとする。

スターラップはその断面のすべての緊張材あるいは付加鉄筋を囲むようにし、かつ十分に定着しなければならない(3.7.6.4)。

部材軸方向のスターラップの間隔は、 $0.75 d t$ あるいはフランジ付断面ではウェブ厚の4倍をこえてはならない。 V が $1.8 V_c$ をこえる場合は、最大間隔は $0.5 d t$ に減らすものとする。スターラップの2本の足の間隔も $0.75 d t$ をこえてはならない。

4.3.4.4 最大せん断力

終局荷重によるせん断力 V はどんな場合でも表-33の値に $b d$ を乗じた値をこえてはならない。

表-33 最大せん断応力度(N/mm^2)

最大せん断応力度	コンクリートの等級			
	30	40	56	60以上
	4.1	4.7	5.3	5.8

4.3.5 はりのねじり抵抗

一般に断面はねじりでは決まらない。したがってねじりに対する設計は曲げに対する設計のあとでチェックとして行なうものとする。このことは、最大ねじりモーメントが最大曲げモーメントと同時に起こらない部材ではことさらである。そのような場合は、曲げおよびせん断に対して余分な鉄筋あるいはプレストレスがねじりに効くであろう。

この節の規定はⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種のプレストレストコンクリート部材に適用される。

4.3.5.1 応力および補強

ねじりに対する計算は終局限界状態に対してのみ行なうものとし、ねじりせん断応力度は塑性せん断応力分布の仮定に基づいて求めるものとする。

曲げとねじりせん断による全せん断応力度 $(v+vt)$ によって最大主引張応力度が $f_t = 0.24\sqrt{f_{cu}}$ をこえる場合は補強が必要である。補強の有無にかかわらず、 $(v+vt)$ は表-7の v_{tu} をこえてはならず、小さな断面 $(y_1 < 50 \text{ mm})$ ではねじりせん断応力度 vt は $v_{tu} y_1 / 550$ をこえてはならない。ここで y_1 はスターラップの長辺の長さ。

ねじり鉄筋は軸方向鉄筋とともに短形の閉じたスターラップからなるものとする。この鉄筋はせん断力や曲げに対する鉄筋に加えるものとする。

4.3.5.2 種々の断面の取り扱い

a 矩形断面

ねじりせん断応力度は次式から求めるものとする。

$$vt = \frac{2T}{hmim(hmax - hmim/3)} \quad \text{..... (10a)}$$

ここで T ：終局荷重によるねじりモーメント

$hmim$ ：断面の短辺の長さ

$hmax$ ：断面の長辺の長さ

ねじり鉄筋は以下のように求める。

$$\frac{Asv}{Sv} \geq \frac{T}{0.8x_1y_1(0.87fyv)} \quad \text{..... (11a)}$$

$$AsL \leq \frac{Asv}{Sv} \frac{fyv}{fyL} (x_1 + y_1) \quad \text{..... (12a)}$$

ここに Asv ：断面の閉じたスターラップの足の断面積

AsL ：軸方向鉄筋の断面積

fyv ：スターラップの特性強度

fyL ：軸方向鉄筋の特性強度

Sv ：スターラップの間隔

x_1 ：スターラップの短辺の長さ

y_1 ：スターラップの長辺の長さ

上式で fyv および fyL は 425 N/mm^2 以上としてはならない。

はりの隣接する面での圧縮力による断面の隅の剝離による局所的な破壊が起きないように注意しなければならない。閉じたスターラップは、最小かぶりを有し $(x_1 + y_1)/4$ あるいは隅の軸方向筋の径の16倍および300mmのいずれかより大きな間隔で設けるものとする。隅の鉄筋の径はスターラップの径より小さくてはならない。

b T, LおよびI型断面

このような断面は、ねじりの設計では矩形要素に分割する。分割は、 $\Sigma(h_{max} h_{min})$ (ここで h_{max} および h_{min} はそれぞれの矩形の長辺と短辺)が最大になるように行なうものとし、それぞれの矩形がねじりを受けると考える。鉄筋は個々の矩形を一体とするようなものでなければならない。小さい矩形断面の全せん断応力度 $(v + vt)$ による最大主引張応力度が $f_t = 0.24 \sqrt{f_{cu}}$ より小さい場合は、その矩形にはねじり鉄筋は不要である。

c 箱型断面

箱型断面は、ねじりせん断応力度を次式で求める以外は矩形断面と同様に扱ってよい。

$$vt = \frac{T}{2 h w_o A_o} \quad \text{..... (10b)}$$

ここに $h w_o$: 応力が最大となる壁の厚さ

A_o : 壁の中面で囲まれる面積

大きな薄い壁の箱型断面に対する(11a)および(12a)式は実際に必要な量より過大な鉄筋量を与える。そのような場合は(11a)および(12a)式を以下のように修正してよい。

$$\frac{Asv}{Sv} \geq \frac{T}{A_o (0.87 f_y)} \quad \text{..... (11b)}$$

$$AsL \geq \frac{Asv}{Sv} \frac{f_{yv}}{f_{yL}} \frac{(A_o \text{ の 周 長 })}{2} \quad \text{..... (12b)}$$

4.3.5.2, aの鉄筋の細目はここでも守るものとする。ねじり応力度をカバーする軸方向鉄筋は同時に圧縮を受ける断面積を考慮に入れて鉄筋量を減らしてもよい。圧縮鉄筋量の低減量は次式で求めてよい。

$$\text{鉄筋量の低減量} = f_{c \cdot av} \frac{\text{断面の曲げ圧縮部面積}}{0.87 f_{yc}}$$

ここに $f_{c \cdot av}$: 曲げ圧縮部の平均圧縮応力度

4.3.6 はりのたわみ

4.3.6.1 I種およびII種の部材

設計荷重による瞬間たわみはコンクリート断面の特性および2.3.2.2の弾性係数に基づいて弾性解析により求めてよい。

プレストレス、死荷重およびその他の持続荷重による長期たわみはコンクリート断面の特性とコンクリートのクリープに基づく有効弾性係数をもとに計算してよい。

一般に、より正確な値が必要な場合以外は、4.8.2.5のクリープの値を用いてよい。プレストレスの損失の影響も考慮するものとする。

4.3.6.2 Ⅲ種の部材

永久荷重が設計荷重の25%以下なら、Ⅲ種の部材のたわみは4.3.6.1によって求めてよい。永久荷重が設計荷重の25%をこえる場合はモーメントと曲率の関係をもとに求めるものとする。

4.4 スラブ

プレストレストコンクリートスラブの解析は3.4.1、設計は4.3によるものとする。

せん断に対する設計は、 V が V_c より小さくてせん断鉄筋を必要としない場合以外は、4.3.4によるものとする。

集中荷重に対するせん断応力の計算においては、終局せん断抵抗 V_{co} は載荷面から $\frac{h}{2}$ の設計断面の図心軸位置で $f_l = 0.24 \sqrt{f_{cu}}$ の最大引張応力度を生じさせる力とする。 V_{co} としては、 b を設計周長として表-3.2から求めてよい。鉄筋が必要な場合は4.3.4.3によるものとする。

4.5 柱

緊張材によるコンクリート断面の平均応力度が 2.5 N/mm^2 以下のプレストレストコンクリート柱は、3.5によって鉄筋コンクリート柱として解析してよい。その他の場合は全プレストレスを考慮するものとする。

4.6 引張部材

引張部材の引張強度は、PC鋼材の設計強度($0.87 f_{pu}$)および付加した鉄筋の強度に基づくものとする。付加鉄筋は、一般にその設計応力度($0.87 f_y$)を発揮するものと仮定してよい。特殊な場合はひずみの適合条件に基づいて応力度の検討を行なう必要がある。

4.7 軽量骨材プレストレストコンクリート

軽量骨材プレストレストコンクリート部材の設計は3.9を参考にして行なうものとする。また、一般にプレストレスの損失は普通の骨材コンクリートに比べ大きいのでこれらの計算には特別な検討を行なう必要がある。

4.8 プレストレッシング

4.8.1 最大初期プレストレス

導入力は一般にPC鋼材の特性強度の70%をこえないものとする。ただし、安全性、PC鋼材の応力-ひずみ特性、摩擦損失の計算等に特に注意を払えば80%まで上げてよい。

導入力を決めるには、BS 4447によって決められている定着装置のグリップあるいは定着効果にも注意しなければならない。

4.8.2 摩擦損失以外のプレストレスの損失

4.8.2.1 一般

種々の段階でのPC鋼材の力の計算を行なうには以下のような原因によるプレストレスの損失を

考えなければならない。

(1) PC鋼材のレラクセーション

(2) コンクリートの弾性変形およびクリープ、乾燥収縮

(3) 定着時の定着部でのPC鋼材のすべりあるいはずれ

(4) 特殊な場合のその他の原因、たとえばプレテンション部材に蒸気養生を行なう場合

経験がない場合は、上記の原因によるプレストレスの損失の計算には、鋼およびコンクリートの特性を考慮しなければならない。多様な構造物に対して、以下の節に示すような単純な規定が用いられる。しかしながら、これらの規定は十分一般的で妥当なものと考えられる。

4.8.2.2 鋼のレラクセーションによるプレストレスの損失

設計に用いるPC鋼材の力の損失は、BS(7編4.1)に示されているように1000時間の持続荷重による最大レラクセーションとする。

上記のBSによるプレストレスの損失は、緊張力がその特性強度の70%以上の場合であり、PC鋼材の緊張力がその特性強度の70%以下の場合や実績がない場合は、レラクセーションによる損失は、初期プレストレスが特性強度に対して70%の場合の8%から50%の場合の0まで直線的に減らすものとする。

PC鋼材を定着する前に短時間所定の緊張力以上の力を加えてもレラクセーションの値は減らないものとする。

特殊な場合、すなわちPC鋼材が高温にさらされたり大きな横力を受ける場合、より大きな損失が生じるであろう。そのような場合は特別に検討する必要がある。

4.8.2.3 コンクリートの弾性変形によるプレストレスの損失

緊張時のコンクリートの弾性変形によるPC鋼材の力の損失の計算は表-2のコンクリートの弾性係数に基づいてよい。PC鋼材の弾性係数は4.3.2.2によってよい。

プレテンションに対しては、緊張時のPC鋼材のプレストレスの損失はコンクリートの応力をもととしたヤング係数比に基づいて求めるものとする。

一度にPC鋼材を緊張しないポストテンション部材では、プレストレスが徐々に増大することによるプレストレスの段階的な損失がおこる。PC鋼材の最終的な損失は、ヤング係数比とコンクリート応力度の積の $\frac{1}{2}$ を基に求めるものとする。あるいは、プレストレスの損失を緊張順序にしたがって正確に求めてもよい。

これらの計算を行なうには、PC鋼材はその図心位置にあると仮定してよい。

4.8.2.4 コンクリートの乾燥収縮によるプレストレスの損失

コンクリートの乾燥収縮によるPC鋼材のプレストレスの損失は、表-34の単位長さ当りの乾燥収縮の値を用い2.3.2.2のPC鋼材の弾性係数から求めてよい。

応力導入時のコンクリートの材令や露出条件が異なったり、マッシブな構造では、これらの値は修正する必要がある。

乾燥収縮が全部終了する前のある時点でのプレストレスの損失やコンクリートの変形を求める必要がある場合は、応力導入後最初の1日で全体の $\frac{1}{2}$ の乾燥収縮がおこり、6ヶ月後に全体の $\frac{3}{4}$ の乾

乾燥収縮がおこるものと仮定してよい。

表-34 コンクリートの乾燥収縮

方 法	単位長さ当りの収縮量	
	湿潤状態 (90% R.H)	標準状態 (70% R.H)
プレテンション-コンクリート打設後 3～5日で応力導入	100×10^{-6}	300×10^{-6}
ポストテンション-コンクリート打設 後7～14日で応力導入	70×10^{-6}	200×10^{-6}

4.8.2.5 コンクリートのクリープによるプレストレスの損失

コンクリートのクリープによるPC鋼材のプレストレスの損失は、クリープは導入時のコンクリート立方体強度の $\frac{1}{3}$ までのコンクリート応力度では、応力度に比例するという仮定によって計算するものとする。プレストレスの損失は、PC鋼材の弾性係数(2.3.2.2)とPC鋼材に接するコンクリートのクリープの積により求められる。一般に、この損失を求めるにはPC鋼材はその図心位置にあると仮定してよい。

コンクリート打設後3～5日でプレテンションし、かつ、導入時の所要立方体強度が $40.4 N/mm^2$ 以上で湿潤あるいは乾燥状態にある場合は、単位長さあたりのコンクリートのクリープは $48 \times 10^{-6} / N/mm^2$ とする。導入時の立方体強度が上記より小さい場合は、単位長さあたりのクリープは、 $48 \times 10^{-6} \times 40 / f_{ci} / N/mm^2$ とする。

コンクリート打設後7～14日でポストテンションし、かつ、導入時の所要立方体強度が $40.0 N/mm^2$ で湿潤あるいは乾燥状態にある場合はコンクリートの単位長さあたりのクリープは $36 \times 10^{-6} / N/mm^2$ とする。導入時の立方体強度が上記より小さい場合は、単位長さあたりのクリープは $36 \times 10^{-6} \times 40.0 / f_{ci} / N/mm^2$ とする。

導入時に断面の最大応力度がコンクリートの立方体強度の $\frac{1}{3}$ をこえる場合は、計算に用いる単位長さあたりのクリープは大きくするものとする。導入時の最大応力度が立方体強度の $\frac{1}{2}$ の場合はクリープの値は上記の1.25倍とし、中間の応力度に対しては直線的に補間するものとする。

前述の数値は、数年後の最終クリープを表わすものである。もっと早い時期のクリープによるコンクリートの変形を求めることが必要な場合は、導入後1ヶ月で全クリープの $\frac{1}{2}$ が生じ導入後6ヶ月で全クリープの $\frac{3}{4}$ が生じるものと考えてよい。

上記の規定はかなり一般的なもののなので、クリープに関してもっと詳しく知りたい場合は、特に検討する必要がある。

4.8.2.6 定着時のプレストレスの損失

ポストテンション方式では、プレストレスが引張装置から定着具に伝達される際の定着部でのPC鋼材のずれについて考える必要がある。このずれによる損失はとくに短かい部材では重要で、そのような部材では設計者が決めた値を現場でチェックしなければならない。

4.8.2.7 蒸気養生によるプレストレスの損失

プレストレストコンクリート部材の製造に蒸気養生を用いる場合は、高温での材料の性質の変化

を考える必要がある。さらに、ロングライン方式のプレテンションングでは、PC鋼材が温められゆるむ際のPC鋼材とコンクリートとの間に生じる付着による二次的な損失が生じることもある。

4.8.3 摩擦によるプレストレスの損失

4.8.3.1 一般

ポストテンション方式では、PC鋼材の大部分が緊張作業時にまわりのダクトと相対的にずれるのでPC鋼材がダクトあるいはスパーサー等と接していれば摩擦によって、ジャッキからの距離が増すほどプレストレスの減少が大きくなる。さらに、ジャッキ自身およびPC鋼材が通る定着具においてもある程度の摩擦が生じる。

特に認められた事例がある場合以外は、応力の変化は、設計断面のプレストレス力を求めるための4.8.3.2～4.8.3.5によって求めるものとする。PC鋼材の伸びは、その長さ方向の引張力の変化を考慮して求めるものとする。

4.8.3.2 ジャッキおよび定着具の摩擦

この摩擦はジャッキの圧力に直線的に比例するが、方法によってかなり異なるのでジャッキのタイプや定着方法に応じて定めなければならない。

4.8.3.3 ダクトの蛇行による摩擦

ダクトが直線、曲線あるいはこれらの組合わせの場合でも、ダクトの実際の線は少し曲がるものであり、PC鋼材とダクトの壁との間に接点が生じ、摩擦が生じる。ジャッキから x の位置のプレストレス力 P_x は次式で求めてよい。

$$P_x = P_0 e^{-Kx} \dots\dots\dots (40)$$

$Kx \leq 0.2$ ならば e^{-Kx} は $1-Kx$ としてもよい。

ここに P_0 : 緊張端でのプレストレッシング力

K : ダクトあるいはシースのタイプ内面の性質、製造方法、コンクリート打設時の振動の程度等によって決まる定数

上式の単位長さあたりの K の値は一般に 33×10^{-4} 以上とする。ただし、しっかりしたシースあるいはダクトがコンクリート打設時に移動しないように密に支持されている場合は、 K の値は、 17×10^{-4} としてよい。特に認められた事例がある場合は、上記以外の値を用いてもよい。

4.8.3.4 PC鋼材の曲がりによるダクトの摩擦

PC鋼材が曲っている場合は、摩擦による引張力の損失は、角度およびPC鋼材とダクト等の内面との摩擦係数 μ によって決まる。

曲がりの始点からカーブにそって x の距離の点でのプレストレッシング力 P_x は次式で求めてよい。

$$P_x = P_0 e^{-\mu x / rps} \dots\dots\dots (41)$$

ここに P_0 : 緊張端側の曲がりの始点でのPC鋼材のプレストレッシング力

rps : 曲率半径

$\mu x / rps$ が0.2以下の場合、 $e^{-\mu x / rps}$ は $1 - \mu x / rps$ としてもよい。同じく $(Kx + \mu x / rps)$ が0.2以下の場合、 $e^{-(Kx + \mu x / rps)}$ は $1 - (Kx + \mu x / rps)$ としてよい。

μ の値は以下の通りとする。

コンクリートに対して	0.55
鋼に対して	0.30
鉛に対して	0.25

μ の値は、特別の注意を払い、適当なデータがあれば減らしてもよい。たとえば、二硫化モリブデンで被覆したしっかりした鋼製スペーサーを用いた場合は、 $\mu=0.10$ という値が認められた。

4.8.3.5 円形構造の摩擦

円形PC鋼材をジャッキで緊張する場合は、摩擦による損失は上記の4.8.3.4で求めてよい。ただし、 μ の値は下記によってよい。

なめらかなコンクリートに対して	0.45
コンクリートに鉄の支圧板をあてる場合	0.25
鉄のローラーに対して	0.10

4.8.3.6 潤滑油

技術者の承認があればダクト内でのPC鋼材の動きをよくするために潤滑油を用いてもよい。そのような場合は、試験によって確かめれば4.8.3.4、4.8.3.5および4.3の値より小さな μ を用いてもよい。PC鋼材をその後付着させる場合は、7編の規定を満たさなければならない。

4.8.4 プレテンション部材の伝達長

伝達長とは、PC鋼材の緊張力をコンクリートに伝えるのに必要な部材長のことである。

伝達長は数多くの要素に影響されるが最も重要なものは以下の通りである。

- (1) コンクリートの締め固めの程度
- (2) PC鋼材の径およびタイプ
- (3) コンクリートの強度
- (4) 形状、たとえばPC鋼材を波形に曲げる。

伝達長は工場や現場条件によっても大きく変化する。たとえば、鋼線の伝達長は径の50倍から160倍まで変動することが認められている。したがって、できるかぎり現場や工場の条件に基づいて試験的に伝達長を定めるのがよい。

研究の結果、現場や工場の条件に関して以下のような一般的な注意が考えられる。

- (1) 小さなオフセットクリンプ（たとえば0.3mmのオフセットで40mmピッチ）を施した普通あるいは異形（indented）鋼線を用いた工場製作部材では部材端部のコンクリートが十分締め固められており導入時の立方体強度が $35N/mm^2$ 以下のコンクリートが用いられていれば伝達長は直径の100倍としてよい。
- (2) かなりのクリンプ（たとえば、1.0mmのオフセットで40mmピッチ）を施した鋼線を用いた場合は、上記と同様の条件であれば伝達長は直径の65倍としてよい。
- (3) 部材端から最大応力度の点までの応力の伝達については(1)の条件では直径の70倍の点で、(2)の条件では直径の54倍の点で最大応力度の80%の応力度になると考えてよい。
- (4) 伝達時のコンクリートの立方体強度が $35N/mm^2$ より小さければ伝達長は長くなる。
- (5) はりの上側のコンクリートは十分に締め固められない傾向があるのではりの上縁近くのPC

鋼材の伝達長は、はりの下側の同じP C鋼材の伝達長より大きくなる傾向がある。

(6) P C鋼材の緊張力を急に開放すると伝達長は非常に大きくなる。

(7) これまでの実験結果から、径の小さなより線の伝達長はP C鋼材の径には比例せず、また、そのばらつきは鋼線ほど大きくない。表-35は、より線の伝達長を示している。より正確なデータがない場合は、これらの値を設計に用いてもよい。

表-35 BS3617による径の小さなより線の伝達長

より線の径	伝達長
mm	mm
9.3	200 (±25)
12.5	330 (±25)
18	500 (±50)

(8) スリーブあるいはテープ等で部材端のコンクリートとの付着を切ったP C鋼材では、上記の伝達長の値を用いてよい。ただし、伝達区間は付着を切った部分の終点から考える。

4.8.5 ポストテンション部材の端ブロック

4.8.5.1 割裂力

端ブロックあるいは、付着のあるポストテンション部材の端部での割裂力は、P C鋼材の緊張荷重に基づいて求めるものとする。付着のない部材では、割裂力はP C鋼材の緊張荷重あるいは表-21~24で求められる。終局限界状態でのP C鋼材の力のいずれか大きい方に基づいて求めるものとする。

対称に配置された正方形の定着具あるいは支圧板による端ブロックの割裂力 F_{bst} は以下に示す表-36から求めてよい。

表-36 端ブロックの設計割裂力

y_{po}/y_o	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
F_{bst}/P_k	0.3	0.20	0.17	0.14	0.11

ここに $2y_o$: 端ブロックの幅

$2y_{po}$: 載荷面の幅

P_k : 上記で求められたP C鋼材の力

F_{bst} : 割裂力

F_{bst} は端ブロックの載荷面から $0.2y_o$ から $2y_o$ の区間に分布する。割裂力に対する鉄筋は、鉄筋のかぶり 50mm 以下の場合に、鉄筋応力度を 0.001 のひずみに対応する値におさえるとき以外は設計強度 ($0.87f_y$) に達するとしてよい。

矩形の端ブロックでは、上式に基づいて2方向について割裂力の計算をしなければならない。

円形の定着具あるいは支圧板が用いられる場合は、端ブロックは等価な正方形の幅をとるものとする。

複数の定着具あるいは支圧板が用いられる場合は、端ブロックを対称に載荷される矩形断面に分

割し、それぞれの断面について上記の検討を行なう。

端ブロックの断面の形がはりの断面の形と異なる場合は、特別な注意が必要である。

上記の規定を満たせば、一般に荷重軸にそう割裂力に対して十分と考えられる。コンクリートの引張強度を考慮した他の設計方法を用いてもよいがそのような場合は特別の注意を要する。

定着あるいは支圧板が著しく偏心している場合は、載荷面で最大応力となるのでコンクリートの剝離にも注意しなければならない。

(草案注：太径のPC鋼材に対してはもっと安全側な方法が必要と思われる。)

4.9 設計細目に関する注意事項

4.9.1 一般

以下の節は3.8の鉄筋コンクリートに対する細目の補足である。

4.9.2 PC鋼材の径および数

PC鋼材の径および数はコンクリートのひびわれ発生がはりの破壊につながるようなものであってはならない。

PC鋼材のはりの幅と全高の積に対する比率が0.15以上なら、PC鋼材の破断が破壊の原因となりこの条件は満足される。コンクリートの圧壊が破壊の原因となる過大補強のはりに対するPC鋼材の最大本数および径はひずみの適合条件によってきまる(4.3.3.1)。

(草案注：これは重要な設計条件で4.3.3とも関係がある。)

4.9.3 PC鋼材のかぶり

PC鋼材のかぶりは一般に耐久性できまり、鉄筋のかぶりに関する3.8.2の規定をPC鋼材にも適用してよい。プレテンション部材ではその端面ではPC鋼材のかぶりはなくてもよく、端部で適当に切断してよい。

ポストテンション部材では、ことに大きく幅の広いダクトを用いる場合は、密実なコンクリートかぶりが必要である。PC鋼材が7編の4.8.3で定められているように構造コンクリートの外側に配置されている場合は、その上を密実なコンクリートで防護するものとし、そのかぶりは同様の条件下の普通のPC鋼材のかぶりより大きくしなければならない。

4.9.4 PC鋼材の間隔

すべてのプレストレス部材において、PC鋼材あるいはそのグループの間のすき間は振動によって最大径の骨材が型わく内のどこにも移動できるだけの大きさがなければならない。

ポストテンション方式で曲線のPC鋼材を用いる場合はPC鋼材のダクトの位置およびその緊張順序は以下のようなことが生じないようにしなければならない。

- (1) 薄い部材でのダクトの側面のかぶりの割裂
- (2) PC鋼材が部材の下面に近くあるいはほぼ平行に配置されている場合のかぶりの割裂
- (3) 同一垂直断面内のPC鋼材を分離しているコンクリートの圧壊、必要ならダクトの間に鉄筋を配置しなければならない。

付着で定着するプレテンション部材では、部材端部のPC鋼線あるいはより線の間隔は4.8.4で

定めた伝達長が得られるようなものとしなければならない。さらに、PC鋼材が2つ以上のグループに分けてその間を広くあけて配置されている場合は部材の軸方向の割裂にも注意しなければならない。

4.9.5 プレストレストコンクリートばりの軸方向鉄筋

プレストレストコンクリート部材では、断面強度の増大や3.4.3の条件を満たすために鉄筋を配置する。

このような鉄筋を考慮に入れた応力あるいは強度の計算は4.3.2.2および4.3.3.1によるものとする。ことにポストテンション方式で、プレストレスを導入するまでの間に型わくによる部材の長手方向の乾燥収縮による拘束によって生じるひびわれを制御するために鉄筋が必要なことがある。

4.9.6 プレストレストコンクリートばりのスターラップ

矩形ばりおよびフランジ付のはりのウェブのスターラップの量および配置は、一般にせん断できまる(4.3.4)。

ポストテンション部材の端部での割裂、引張力に対するスターラップは4.8.5.1によって定める。プレテンション部材の伝達域に設けるスターラップは4.3.4の規定および4.8.4の注意をもとに定めるものとする。

4.9.7 衝撃荷重

プレストレストコンクリートばりが衝撃荷重に抵抗する必要がある場合は、できれば普通鋼の閉じたスターラップおよび軸方向鉄筋で補強するものとする。はりが所要のねばり(ductility)を発揮することが立証された場合は他の方法を用いてもよい。

5章 設計および構造細目—プレキャストおよび 合成コンクリート構造物

5.1 一般

5.1.1 5章の範囲

5章はプレキャスト部材あるいは大きなパネルをも含んだプレキャスト複合体を構造物に組み込む場合、または構造物全体がプレキャスト部材より出来ている場合の設計および構造細目において特に考慮しなければならない事柄を対象としている。

5.1.2 限界状態設計

5.1.2.1 設計の基礎

2章で述べた限界状態に対する考え方は、プレキャストおよび現場打ち構造に同じように適用される。したがって、一般には3章に与えられているRC構造に対する設計および構造細目の規定や4章に与えられているPC構造に関する規定はプレキャストおよび合成構造にも適用できる。3章および4章で述べられている条項で、この章で応用できないものは特に現場打ち構造と断わってあるかこの章で修正を加えている。

5.1.2.2 取り扱い時の応力

プレキャスト部材は積込み貯蔵、輸送、架設時に発生するすべての応力に対して損傷を生じずに耐えられるように設計しなければならない(4.3.1.2 参照)。必要なら吊り上げ点および支持点を指定しなければならない。設計時に積込みを行なう担当者と相談する事は有益な事である。設計では、吊り上げ時や支持台に置いた時の影響を考慮しなければならない。

5.1.2.3 接合およびジョイント

接合部の設計はプレキャスト構造の最も重要な事項であり、十分検討しなければならない。

収縮、温度変化および基礎の不等沈下等による変位に対処するためのジョイントは、現場打ちと同様プレキャスト構造の場合もきわめて重要である。

5.2 プレキャストコンクリート構造

5.2.1 ラーメン構造と連続ばり

接合部での鉄筋あるいはPC鋼材の連結や部材のかみ合せによって構造物がラーメンや連続ばりとして挙動するなら、構造解析、モーメントの再分配、個々の部材の設計や構造細目は3章、4章によってよい。

5.2.2 スラブ

幅の広いプレキャスト部材あるいはせん断力を伝達できるジョイントで連結した細いプレキャスト部材からなるスラブは、3.4または4.4にしたがって設計してよい。

5.2.3 その他のプレキャスト部材

大きなパネルをも含んだその他のすべてのプレキャストコンクリート部材は、3章、4章の適切

な条項にあうように設計するとともに、5.3の“構造体の接合”に規定されている適切な接合法に関する条項も考慮しなければならない。

合成構造(5.4)に使用するためのプレキャスト要素も同様に設計すべきであるが、積込み、輸送、架設時に生じる条件に対しても検討あるいは設計しなければならない。

5.2.4 プレキャスト部材の支承

5.2.4.1 コンクリート持送り(corbels)

持送りとは、主荷重の作用線と支持部材の面の距離 a_v が $0.6d$ 以下で、端の高さが支持部材の面での高さの $\frac{1}{2}$ 以上の短い片持ちばりである。

部材を支持する面での高さは3.3.3.2にしたがってせん断力の条件より決められる。ただし、 a_v は上記の定義による。

持送りは単純支柱と連結部材からなると仮定して主引張鉄筋を設計するとともにその強度を計算するものとする。主引張鉄筋は部材を支える面の断面積の0.4%以上とし、完全に定着するものとする。持出しの前面においては、鉄筋は等しい強度の横方向鉄筋に溶接するか、または、ループを形成するように鉄筋を曲げ戻すかして定着させなければならない。後者の方法では、荷重の載荷面は主引張鉄筋を形成している鉄筋の直線部分より前に出してはならない。

持送りが水平力に抵抗するように設計する場合、この力を伝達できるようにさらに鉄筋を配置しなければならない。鉄筋は支圧板に溶接し支持部材の中に十分に定着するものとする。

せん断鉄筋としては、水平なスターラップを柱の面での持送りの有効高さの上 $\frac{2}{3}$ に配置しなければならない。この鉄筋は主鉄筋の断面積の $\frac{1}{2}$ 以上とし十分に定着しなければならない。

5.2.4.2 プレキャスト部材の支承の幅

プレキャスト部材の支承幅は引張鉄筋の定着を確実にこなえるのに十分なだけ必要である。可能ならば、プレキャスト部材は石材やレンガの支承では少なくとも10cm、鋼材やコンクリートでは、7.5cmとするのがよい。この支承幅は許容誤差、荷重、支間長、支承の高さおよび鉄筋の規格等の要因を考慮して技術者の判断によって減らす事ができるが、架設中の突発的な変位によって部材が破壊しないように注意を払わなければならない。

5.2.4.3 支圧応力

接触面は過度の凸凹があってはならず適当なパッドを用いない時には一般に接触面での圧縮応力度は終局荷重下では $0.4 f_{cu}$ をこえてはならない。部材が異なった強度のコンクリートで造られている時は低い方のコンクリート強度を使う。接触面においてコンクリートが割裂や剝離をおこさないように適切な処理をした場合は高い支圧応力を認めてもよい。たとえば、はっきり支圧面積を規定したりまた部材端部を鉄筋で補強した場合である。終局荷重時の応力度は2.4.5にしたがって行った試験により確かめられた場合だけ $0.8 f_{cu}$ をこえてよい。

5.2.4.4 水平力やねじりを受ける支承

支承に水平力が生じると支持部材の荷重支持能力は早期の割裂やせん断によってかなり減少する。これらの力はクリープ、乾燥収縮、温度変化あるいは施工時のミス、垂直性の不完全等によって生じる。これらの力が大きい場合には設計や構造細目で以下の様な配慮をしておかなければなら

い。

- a スライド支承
- b 支持部材の上部に十分な横鉄筋を配置する。
- c 支持部材の端部を互いに連続鉄筋で結びつける。

支間が長いまたは他の理由で大きな回転が曲げ部材の端支持部に発生しそうな場合は、これらの回転に適合できる能力をもつ適当な支承を使用しなければならない。

5.2.5 プレキャスト部材間のジョイント

5.2.5.1 一般

ジョイント周辺の断面は垂直および水平の終局荷重によって生じるせん断力、軸力、曲げモーメントの最悪の組合わせに抵抗できるように設計しなければならない。部材間のジョイント部でモーメントの伝達がないと仮定してプレキャスト部材を設計する場合は、ジョイントを確実にモーメントを伝えないように設計するか、または、たとえひびわれが発生してもそれがわずかであるようにし、かつ、せん断力や軸力に対する部材の強度を過大に減少させないように十分な注意を払わねばならない。

2つまたはそれ以上のプレキャスト部材間にすきまを残し、あとで現場打コンクリートまたはモルタルで充填させる場合、すきまの大きさは高度な作業や監督をしなくても簡単に充填でき、完全に埋めるように締め固めができるような大きさとしなければならない。部材組立ての指示書にはすきまを埋める場合は施工時の段取りを明確に指示しなければならない。

ジョイントの大多数は構造継手(5.3)との組合わせであり、この点についての注意はジョイントの設計でふれられている。

5.2.5.2 主に圧縮力を伝達するジョイント

このタイプのジョイントは耐荷壁や柱の間の水平ジョイントに最も普通に使われている。ジョイントは構造物全体としての解析および結合されている各部材の設計の際に考えられたすべての力に抵抗できるように設計しなければならない。

適切な試験による十分正確な情報が無い場合は、壁のジョイントの強度の計算で考慮するコンクリートの面積は以下のいずれか大きい方によってよい。

- (1) 突出しているはり部材の面積を無視した現場打コンクリートの面積
- (2) 壁とジョイントとの間の接触面積の75%

面積は壁の面積の90%以上とってはならない。また支圧面で中実な部分のみ考慮するものとし、部材は十分な強度のコンクリートまたはモルタルの上におかなければならない。

ジョイントおよびジョイント部の鉄筋の詳細についてはプレキャスト部材の端部のコンクリートが割裂したり、剥離しないように特に注意しなければならない。

壁や柱が横荷重を受ける場合は水平ジョイントは5.5.6にしたがってせん断力に対して設計しなければならない。

5.2.5.3 相欠きジョイント

図-9に示すようなジョイントについては、最大垂直終局荷重 F_v は、 $4v_c b d_o$ をこえてはなら

ない。ここで b は、はりの幅、 v_c は、はり全幅に対する表-5に示したせん断応力度である。 F_v の値を決める際は架設の方法や作用力も考慮しなければならない。

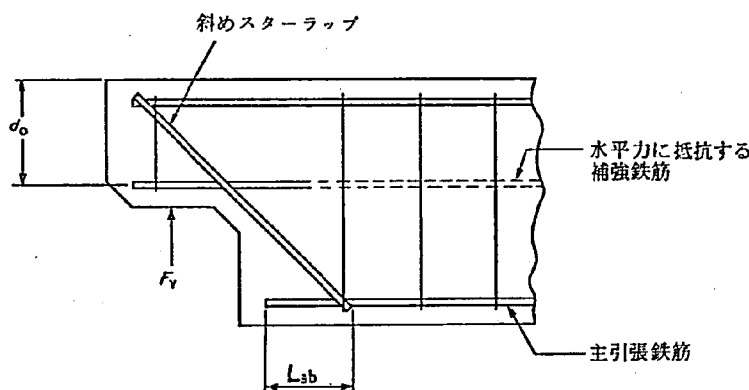


図-9 相欠きジョイント

ジョイントは垂直分力が F_v に等しくなるような斜めスターラップで補強しなければならない。
すなわち $F_v = A_{sv}(0.87 f_{yv}) \cos 45^\circ$ (スターラップが 45° の時)

ここに A_{sv} : 斜めスターラップの断面積

f_{yv} : 斜めスターラップの特性強度

スターラップは F_v の作用線と交わらなければならない。

はりの圧縮域ではスターラップは3.7.6.2にしたがって定着しなければならない。はりの引張域では水平分力 F_h (45° のとき F_v に等しい) は主鉄筋に伝達されねばならない。主鉄筋にフックまたは曲げ上げがなく直線の場合は、スターラップは、 $\frac{F_h}{2 \sum u_s L_{sb}}$ が表-14に示されている定着部の

の付着強度より小さい時、定着されていると考えてよい。

ここに $\sum u_s$: 主鉄筋の周長

L_{sb} スターラップとの交点をこえて伸ばした鉄筋長

主鉄筋にフックが付いていたり垂直に曲げ上げられている場合は、斜めスターラップは主鉄筋に平行に曲げて定着しなければならない。あるいは、斜めスターラップのかわりに折曲げ筋が用いられる場合は曲がり部内側の支圧応力が3.8.6.8に示した値をこえないようにしなければならない。

ジョイントに水平荷重が作用する可能性がある場合は水平スターラップをその荷重に対して配置しなければならない(図-9参照)。このようなスターラップは斜めスターラップが置き換えられそのため F_v の作用線と交わらない可能性がある場合にも配置しなければならない。

ジョイントは、スターラップが十分に定着できる場合は3.3.3にしたがって垂直スターラップで補強してもよい。

5.3 部材間の構造継手

5.3.1 一般

5.3.1.1 継手の構造的な必要条件

プレキャスト部材の間のジョイント部に設けられる継手の設計においては施工中の安定性をも含めた構造物全体の安定性を考慮しなければならない。一般にすべての部材は部材の最終位置に置かれたら直ちに互いをしっかりと結合しなければならない。

5.3.1.2 設計方法

継手は可能な範囲で鉄筋コンクリート(3章)、プレストレストコンクリート(4章)、鋼構造に対する一般的な方法にしたがって設計しなければならない。施工方法や使う材料によってそれらの方法が適用できない場合は、継手の効果は2.4.5にしたがって適当な試験で確かめなければならない。

5.3.1.3 設計細目に関する注意事項

終局強度条件のほかに以下の事を考慮しなければならない。

(a) 防御

継手は構造物に要求されている天候や腐食に対する抵抗性の基準を満足するように設計しなければならない。

(b) 外観

継手が外から見える場合は構造物に要求されている外観と同程度の外観を有するものでなければならない。継手は隠そうとするより強調する方がよいことが多い。

(c) 製作、組立、架設

製作、架設の方法は設計の際に考慮しなければならず、特に次の点に注意を払うべきである。

- (1) 鉄筋や断面を突き出す必要がある場合はできるだけ小さく、かつ、単純なものとしなければならない。その突き出し長さは安全性から必要な長さより長くしてはならない。
- (2) もろい突き出しは避けるものとする。
- (3) 固定装置は適正な強度を持つコンクリート中に埋め込むものとする。
- (4) 組立ての作業性を考慮するものとする。
- (5) ほとんどの継手は適切な結合材の使用が必要である。そのような中埋め材が十分行きわたるように十分な大きさのすき間を設けなければならない。

5.3.1.4 現場での指示

どんな継手の強度や剛度も現場での作業によって大きく影響される。設計者はジョイントのタイプの違い、最も弱い部分、構造の安定性について製造および架設に責任ある人に十分理解させる必要がある。

以下の点について考慮しなければならず必要な場合は現場で指示を与えなければならない。

- (a) ジョイントを作る順序
- (b) 誤差に対する限界寸法すなわち最小許容支圧力
- (c) 重要な細部すなわち特別な鉄筋の正確な配置

- (d) ジョイントのかみ合わせが悪い場合の修正方法
- (e) 一時的な支柱の詳細と撤去する場合はその時期
- (f) 構造物の一般的な安定性の記述、一時的な支柱が必要な場合はその詳細
- (g) 完成した断面にどの程度未完成部材を組んでよいか
- (h) 特別な材料の完全な詳細資料
- (i) 溶接の大きさは完全に示す。ここで溶接記号はBS 499 : 1952に示すものを使う。これが現場で理解できることを確かめなければならない。

5.3.2 鉄筋の連結

5.3.2.1 一般的必要事項

接続部を通して鉄筋を連続させる必要がある場合結合方法としては、構造物と部材断面の解析に用いた仮定を満足させるようなものでなければならない。以下の方法は鉄筋を連続させるのに用いてよい。

- (a) 重ね継手
- (b) スリーブ継手
- (c) ねじ継手
- (d) 溶接継手
- (e) 2.4.5の規定にしたがった試験によって確かめられたその他の方法

5.3.2.2 重ね継手

ジョイントを通して真直ぐな鉄筋を重ね合わせる場合は、3.8.6.5の規定による。鉄筋が穴の中に埋め込まれる場合は十分なせん断キーを穴の内側に設けなければならない。

5.3.2.3 スリーブ継手

強度および変形特性が2.4.5の規定にしたがった試験により確かめられている場合は次の2つのタイプのスリーブ継手を用いてよい。

- 1 引張力および圧縮力を伝達できるグラウトまたは樹脂注入スリーブ
 - 2 圧縮力だけを伝達する、端部を直に切断した2本の鉄筋を機械的に一直線に保つスリーブ
- スリーブの詳細設計および製造、組立方法はスリーブ内で2本の鉄筋を正確に一直線にできるものでなければならない。スリーブに対するコンクリートのかぶりは鉄筋に対する値より小さくとはならない。

5.3.2.4 ねじ継手

ねじ継手としては、以下の方法がある。

1. 2本の鉄筋のねじ端を右および左ねじを有するカップラーで結合する。この型のねじ継手は直線性を確保するのが不可欠なので、製作時に高度な正確さが要求される。
 2. 一方の鉄筋をもう一方の鉄筋のねじ端部を通すように穴のあけてある鋼板に溶接してもう一方の鉄筋をこの鋼板にナットで固定する。
 3. ねじの定着部をあらかじめプレキャスト部材に埋め込んでねじを切った鉄筋をつなぐ。
- ねじ継手工の精度が落ちる危険性がある場合、たとえば現場打コンクリートの締め固めの時は、

緊結金具を使うべきである。

鉄筋の端部にきれいなねじを作ることが困難な場合、特性強度が 430N/mm^2 のブラックボルト (BS 916 : 1953) 用の鋼材を使わなければならない。

特別なねじ継手の構造設計は 2.4.5 の規定にしたがって試験に基づいて行なうものとする。試験によりねじ継手の強度が鉄筋の母材強度と少なくとも同程度のものである事が確かめられた場合はジョイントの強度は引張に対して結合する鉄筋の特性強度の 80%, 圧縮に対しては 100% とし、それぞれ r_m で割るものとする。

5.3.2.5 溶接継手

溶接継手の設計は溶接が 7 編 3.6 に規定された通りに行なわれる場合、3.8.6.6 によってよい。

5.3.3 鋼製インサートを使った継手

一般に、この種のジョイント部は、はりの端部を支持するため、柱から突出している鋼板または圧延鋼からなる。支持部材の端部の補強は 3 章にしたがって設計しなければならない。

鋼製の部分およびボルト、溶接継手部は BS 449 にしたがって設計しなければならない。支圧応力度としては $0.8 f_{cu}$ まで用いてよい。ただし試験によって確かめられた場合は、それ以上の値を用いてもよい。

設計でインサートの端部に反力が作用しないことが確かめられた場合以外は、支持部材の設計において支間は突出している鋼製部分も含めた全体の長さとしなければならない。支持部材および鋼製部材の設計に対しては、反力は鋼製断面の端部に作用するものと仮定する。

細い鋼板が用いられている場合は収縮による影響や局部支圧応力によって、鋼製部の下に割裂が発生する可能性についても設計時に考慮しておかなければならない。

5.3.4 その他の型の継手

継手に作用する終局荷重を伝達できる継手ならばどんな型でも使用してよい。せん断力や曲げに十分抵抗できるものとしてジョイントにプレストレスを導入する方法がある。

試験によって確かめられた場合は、引張やせん断を受けず圧縮のみを受けるジョイントには樹脂接着剤を用いてもよい。

5.4 合成コンクリート構造

5.4.1 一般

5.4 の規定は、打ちたしたコンクリートと一体となって働くプレキャストコンクリート曲げ部材の接触面での水平せん断力の伝達に対して適用する。プレキャスト部材は鉄筋コンクリートでもプレストレストコンクリートでもよい。

一般に合成コンクリート構造および部材の解析と設計は必要な部分は 5.4.2 および 5.4.3 で修正し 3 章、4 章にしたがって行なうものとする。組立部材や合成部材の設計においては、応力やたわみ等に関して施工方法の影響や支柱を用いるかどうかについて十分な注意を払う必要がある。部材の相対剛度は 2.4.2.1 に示した様にコンクリートの全断面有効またはひびわれ断面の特性に基づくものとする。合成部材の 2 つの要素のコンクリートの品質が 1 等級以上異なる場合はその差を剛性

の計算に考慮しなければならない。

打ちたしたコンクリートとプレキャスト部材との間の乾燥収縮の差は使用限界状態での合成部材の検討の際、考慮しなければならない(5.4.3.5)。ただし、終局限界状態では考える必要はない。

プレテンションPC部材を連続部材として設計し、連続性を支持点上の現場打ちの鉄筋コンクリートで与える場合は、部材端部のプレストレスによる圧縮応力はPC鋼材の伝達長区間では無視してよい。

5.4.2 セン断

終局荷重による垂直せん断に対する合成断面の解析は鉄筋コンクリートであれば、3.3.3にしたがって、また、プレストレスコンクリートであれば、4.3.4にしたがって行なうものとする。しかし、現場打コンクリートをプレキャストPC部材の間に打設し、かつ、合成コンクリート断面として設計する場合は、主引張応力度はPC部材のどの断面でも $0.24 \sqrt{f_{cu}}$ をこえてはならない。この応力は施工順序にしたがってプレストレスによる応力の0.8倍だけ考えて求めるものとする。

合成断面の2つの要素の間の水平せん断力に対する検討は、使用限界に対してのみ必要である(5.4.3)。5.4.3.4に示した方法は合成作用が使用限界状態において損なわれないことおよび終局限界状態に対して十分な強度を有することを保証するものである。

5.4.3 使用限界状態

5.4.3.1 一般

3章と4章に示したびわれ制御に関する規定に加えて合成構造の設計は5.4.3.4、5.4.3.5およびプレキャストPC部材の場合は5.4.3.2および5.4.3.3によるものとする。

5.4.3.2 コンクリートの圧縮

プレキャストPC部材と現場打コンクリートからなる合成部材に対しては、4.3.2に示した解析の方法を用いるものとする。しかし、プレキャスト部材の接触面での圧縮応力度は合成げたの終局破壊が鋼材の過大な伸びによる場合は表-25の値を50%の以内の範囲で増加してよい。ただし、 $0.5 f_{cu}$ はこえないものとする。

5.4.3.3 コンクリートの引張

設計で考えている合成部材がプレキャストPC部材と現場打コンクリートとからなっており、設計荷重載荷時現場打コンクリート部に曲げ引張応力が生じる場合は現場打コンクリートの接触面の引張応力度は、表-37に示した値以下としなければならない。しかし、これらの値はPC部材の許容引張応力度を同じだけ減らすならば、50%まで増加してよい。現場打コンクリートがプレキャストPC部材に直接接していない場合、現場打コンクリートの曲げ引張応力度は、3.3.6によってびわれに対する配慮をもとに制限しなければならない。

支点上の現場打の鉄筋コンクリートで連続性を与える場合、曲げ引張応力度および支点上のプレキャストPC部材の仮想の引張応力度は一般に4.3.2.2によって制限しなければならない。

表-37 現場打コンクリートの曲げ引張応力度

現場打コンクリートの等級	25	30	40	50
最大引張応力度 N/mm^2	3.2	3.6	4.4	5.0

5.4.3.4 せん断接合

この条は合成部材の要素間の特種なせん断接合の設計に関するものである。これ以外のその効果が確かめられていないせん断接合の設計については、破壊試験を行なって確認しなければならない（2.4.5 参照）。

使用荷重時のプレキャスト部材と現場打部材の部材全長にわたるすべての点での水平せん断応力度は以下のように求めてよい。

$$v_h = \frac{V_d \cdot S_c}{I \cdot b_e}$$

ここで v_h : 接触面の単位面積当りの水平せん断応力度

V_d : 考えている点での設計荷重による全せん断力

S_c : 換算合成断面の中立軸に関する接触面の一方の側のコンクリートの断面一次モーメント

I : 合成断面の断面二次モーメント

b_e : 接触面の幅

上記のように計算された最大せん断条件下での接触面のせん断応力度は、けたとスラブ構造に対し3種の表面状態に対しては与えられた表-38の値をこえてはならない。表面のタイプは以下のように定義する。

- (1) スターラップがなく、接触面が以下の様な状態にある場合プレキャスト部材のコンクリートが硬まり始めているか、まだ硬まらない時、現場打コンクリートを打ちたす面に水を吹付けるかあるいは硬いブラシでこすりモルタル層を取り大きな骨材を乱さないように露出させる。
- (2) 接触面が(1)に示した様ではなく接触面の0.15%の最小断面積のスターラップがある場合、スターラップの間隔は過大であってはならない。現場打フランジを有する合成Tげたの場合、その間隔は現場打コンクリートの最小厚さの4倍または60cmをこえてはならない。
- (3) 接触面が(1)に示したような状態にあり（あるいはこの処置が困難で表面層とレイタンスをサンドブラストやニードルガンで取り除いた場合、ただし、チップングは含まず）(2)で示した最小スターラップがある場合。スターラップが最小値以上ある場合は許容せん断応力度は、このタイプの表面に対する表-38の許容値はスターラップが接触面の1%増すごとに $0.5N/mm^2$ 増大してよい。

表-38 けたとスラブの合成断面に対する水平せん断応力度

現場打コンクリートの等級		25	30	40	50	60
最大せん断 応力度 (N/mm^2)	接触面タイプ(1)	0.38	0.45	0.54	0.59	0.64
	接触面タイプ(2)	0.36	0.38	0.42	0.46	0.50
	接触面タイプ(3)	1.22	1.25	1.32	1.38	1.45

垂直せん断力に抵抗するため合成断面のせん断鉄筋(5.4.2)は、現場打スラブの中まで伸ばさなければならない。この鉄筋はプレキャスト部材と現場打部の接触面での水平せん断力に抵抗させ

ることができる。

合成スラブにおいてスターラップがない時、水平せん断応力度は次の様に制限される。

a タイプ(1)の接触面に対して応力度は $0.7 N/mm^2$ または表-38に示した値の1.2倍をこえてはならない。

b プレキャスト部材の上表面が処理されていない場合、応力度は表-38のタイプ(2)の値の0.8倍をこえてはならない。

5.4.3.5 不等収縮

不等収縮の影響は単純支持部材においてはあまり大きな問題とならない。しかし、要素の間のコンクリートの材令や質に大きな差がある時には、不等収縮による合成部材内の応力が大きくなるので検討しなければならない。不等沈下の影響は、プレキャスト部材がPCまたは応力分布が三角形分布となるようにプレストレスを導入したPCの場合特に厳しくなる。特に不等収縮による引張応力は設計時に考慮する必要がある、これらの応力が大きい場合は専門書によって検討しなければならない。

引張応力度の計算に際しては、不等収縮係数(合成部材の2要素の全自由ひずみの差)の値が必要であるが、その値は非常に多くの要素の影響を受ける。

普通の環境中の建造物では既存のデータがない場合は、 100×10^{-6} の値を現場打コンクリートのフランジを有する合成Tげたの不等収縮による応力の計算に用いてよい。

5.4.3.6 合成部材の連結

支点上に鉄筋を配置することによって合成構造を連結する場合、連続げたとしてのモーメントや支点の反力に不等収縮やクリープがおよぼす二次的な影響を考慮しなければならない。連続合成げたおよびスラブの内部支点での持ち上がりを拘束するモーメント M_{cs} は以下のように求めるものとする。

$$M_{cs} = \epsilon_{diff} E_{cf} A_c a_{cent} \varphi \dots\dots\dots (42)$$

ここに ϵ_{diff} : 不等収縮ひずみ

E_{cf} : フランジコンクリートの弾性係数

A_c : コンクリートの有効フランジの断面積

a_{cent} : 合成断面の図心からフランジの図心までの距離

φ : クリープを考慮した低減係数、0.43 とする。

拘束モーメント M_{cs} は、死荷重によるクリープやプレキャスト部材のプレストレスによるクリープによって時間的に変化する。プレストレスによる拘束モーメントは合成部材が一体としてプレストレスが導入された場合に生じる拘束モーメントに低減係数 φ を乗じて求めてよい。普通 φ は 0.87 とする。

不等収縮に関する CEB/FIP の国際指針に示されているデータを不等収縮ひずみの値を評価する時に使うとよい。

クリープ、不等収縮による拘束モーメントの計算に関する上記の規定は弾性変形に対する全クリープ量の比 (β_{cc}) を 2.0 と仮定して求めたものである。もし、設計条件でこの値が非常に小さい

ならば、次の式より得られる低減係数を用いて計算しなければならない。

$$\varphi = \frac{(1 - e^{-\beta_{cc}})}{\beta_{cc}} \dots\dots\dots (43)$$

$$\varphi_1 = (1 - e^{-\beta_{cc}}) \dots\dots\dots (44)$$

付録A 直接計算により使用限界を検討する方法

A.1 使用限界状態に対する構造物の解析

一般に使用限界に対しては弾性解析によって部材のモーメントや力を十分正確に求められる。もし、部材剛度としてひびわれ断面や換算断面の値を用いればより正確な解が得られよう。断面二次モーメントの計算においては軸方向荷重の影響を考慮するものとし、コンクリートの弾性係数は、2.3.2.1で与えられている短期載荷に対する値の $\frac{1}{2}$ としなければならない。

A.2 たわみの計算

A 2.1 一般

鉄筋コンクリート部材のたわみの計算においては計算上考慮に入れるには難かしい要素が多いが、結果の信頼性に大きく影響する要素については考慮しなければならない。たとえば、

- (1) 支点による拘束の評価は単純化されまた不正確な仮定に基づいていることが多い。
- (2) 正確な荷重や長期的な荷重の割合はわかっていない。
- (3) 鉄筋量の少ない鉄筋コンクリート部材は、その使用荷重がその部材のひびわれ発生荷重に近いことがよくある。部材にひびわれがあるかないかによってたわみに大きな差が生じる。
- (4) 仕上げや仕切りのたわみに対する影響は計算するのが困難であり一般に無視されている。

唯一の方法ではないが、A 2.2, A 2.3で与えられている計算方法は、上記の点を正しく検討すれば長期および短期載荷重の両方に対して合理的な結果を与え、かつ、広範囲の問題に適用できる。この方法は断面のモーメントに対する曲率を計算し、この曲率をもとに、たわみを求めるものである。

A 2.2 曲率計算

どの断面の曲率も以下の仮定(A)または(B)のうち大きな値を与える方を用いて計算してよい。(A)は対象として荷重のもとで断面にひびわれが発生する場合に、(B)はひびわれが発生していない場合に対応するものである。

(A) (1) ひずみは平面保持の仮定に基づいて計算する。

(2) 鉄筋は引張、圧縮にかかわらず弾性体と仮定する。その弾性係数は 200 kN/mm^2 としてよい。

(3) コンクリートは圧縮に対して弾性体であると仮定する。短期荷重に対しては弾性係数は2.3.2.1で与えられている値を用いてよい。長期荷重に対する有効弾性係数は短期荷重に対する値に $\frac{1}{1+\phi}$ を乗じて求めてよい。ここで ϕ はクリープ係数。

(4) コンクリートの引張応力度は中立軸で0の三角形分布と仮定し、引張鉄筋の図心での 1 N/mm^2 の値は長期載荷では 0.55 N/mm^2 に減少するものとして計算してよい。

(B) コンクリートおよび鉄筋は引張、圧縮にかかわらず、完全弾性体であると仮定する。鉄筋の弾性係数は 200 kN/mm^2 とし、コンクリートの圧縮および引張に対する弾性係数は上記の(3)

に規定してある。

断面の長期荷重に対する曲率の計算は以下の手順によってよい。

- (1) 全荷重および永久荷重のもとでの瞬間曲率を求める。
- (2) 永久荷重のもとでの長期曲率を求める。
- (3) 永久荷重のもとでの長期曲率に全荷重と永久荷重による瞬間曲率の差を加える。
- (4) 次式により乾燥収縮による曲率を計算して加える。

$$\frac{1}{r_{cs}} = \rho_o \frac{\epsilon_{cs}}{d}$$

ここに、 $\frac{1}{r_{cs}}$: 乾燥収縮による曲率

ϵ_{cs} : 断面の形を考慮した自由収縮ひずみ

d : 部材の有効高さ

ρ_o : 断面の引張および圧縮鉄筋の割合による係数。 ρ_o の値は表-A 1 より得られる。

表-A 1 乾燥収縮による曲率の計算に用いる ρ_o の値

$100 \frac{A_s}{b d} \backslash 100 \frac{A_{st}}{b d}$	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
0.25	0.44	0.31	0.26	0.22	0.20	0.18	0.17	0.16	0.15
0.50	0.56	0.31	0.26	0.22	0.20	0.18	0.17	0.16	0.15
0.75	0.64	0.45	0.26	0.22	0.20	0.18	0.17	0.16	0.15
1.00	0.70	0.55	0.39	0.22	0.20	0.18	0.17	0.16	0.15
1.50	0.80	0.69	0.57	0.45	0.32	0.18	0.17	0.16	0.15
2.00	0.88	0.79	0.69	0.60	0.49	0.39	0.28	0.16	0.15
2.50	0.95	0.87	0.79	0.70	0.62	0.53	0.44	0.35	0.25
3.00	1.00	0.94	0.86	0.79	0.72	0.64	0.57	0.49	0.40
3.50	1.00	1.00	0.93	0.87	0.80	0.74	0.67	0.60	0.52
4.00	1.00	1.00	1.00	0.93	0.87	0.81	0.75	0.69	0.62

載荷後のある一定期間後のクリープあるいは乾燥収縮による曲率を計算できることは、場合によって有益なことである。これについては付録Dに述べられている。

A 2.3 曲率によるたわみ計算

部材のたわみ形と曲率の関係は次式で与えられている。

$$\frac{1}{r_x} = \frac{d^2 a}{dx^2}$$

ここに $\frac{1}{r_x}$: x における曲率

a : x におけるたわみ

部材にそって各断面について順次この式により直接たわみを計算してもよいし、Newmark の提案した数値積分法を用いてもよい。

これらの代わりに以下の単純化した方法を用いてもよい。

たわみは次式より計算する。

$$a = KL^2 \frac{1}{\gamma_b}$$

ここに a : たわみ

L : 部材の有効支間長

$\frac{1}{\gamma_b}$: 支間長中央における曲率あるいは片持梁においては支持断面の曲率

K : 曲げモーメントの形および任意の点のたわみと曲率の関係によって決まる定数

A.3 ひびわれ幅の計算

A 3.1 一般

3.8.8 で与えられている鉄筋間隔の規定は最も厳しい実際の状態において、ひびわれが過大とならないようにしているものなので、もしひびわれについて厳密に検討すればもっと広い鉄筋間隔を用いることができる。このことは特に薄い部材についていえる。部材の表面での曲げひびわれの幅は主に以下の3つの要素に支配される。

- (1) ひびわれに直角な鉄筋までの距離
- (2) 中立軸までの距離
- (3) 表面ひずみの平均値

以下の節で示す式はほとんどの標準的な条件に対するひびわれ幅と上記の3つの原則との関係をかなり正確に与えるものである。しかしながら、軸引張の大きい部材に適用する場合は注意が必要である。

まず、ひびわれはなかばランダムな現象であり、その絶対最大ひびわれ幅を求めることは出来ないということを知っておかなければならない。この式はひびわれ幅がこの式で求めた値より大きくなる確率がある値より小さくなるように作ってある。したがって、たまにこの式で求めたひびわれ幅より少し大きなものが発生することは問題としなくてよい。しかし、構造物のかなり多くのひびわれが計算ひびわれ幅をこえる場合は確率的な原因以外の原因を検討しなければならない。

A 3.2 ひびわれ幅計算式

もし、引張鉄筋のひずみが $0.8 \frac{f_y}{E_s}$ に制限されるなら 2.1.1.1 で与えられている値で規制される設計ひびわれ幅は以下の式から求めてよい。

$$\text{設計表面ひびわれ幅} = \frac{3 a_{cr} \epsilon_m}{1 + 2 \frac{(a_{cr} - C_{min})}{h - x}}$$

ここに C_{min} : 引張鉄筋の最小かぶり

a_{cr} : 考慮する点から最も近い軸方向鉄筋の表面までの距離

ϵ_m : ひびわれを検討している高さでの平均ひずみで、引張部におけるコンクリートの剛性効果を考慮したものである。 ϵ_m は次式により得られる。

$$\epsilon_m = \epsilon_1 - \frac{1.2 b_t h (a' - x)}{A_s (h - x) f_y} \times 10^{-3}$$

ここに b_t : 引張鉄筋の図心における断面幅

a' : 圧縮面からひびわれ幅が計算される点までの距離

h : 部材の全高

ϵ_1 : 引張部コンクリートの剛性効果を無視して計算された考えている高さにおけるひずみ

x : ϵ_1 を求めた際の圧縮面から中立軸までの距離

ϵ_m が負の場合は断面にひびわれが入っていないことを示す。

ひずみの計算においてはコンクリートの弾性係数は瞬間弾性係数の $\frac{1}{2}$ とする。

コンクリートが異常に大きな収縮ひずみ(>0.006)を受けると考えられる場合は計算収縮ひずみを50%増しするものとする。

A 3.3 特殊ケース(検討中)

A.3.3.1 斜スラブ

付録B 可動継目

B.1 一般

コンクリートのひびわれには多くの要素が影響し、このようなひびわれの制御もまた多くの要素に影響されるが、おそらく最も効果的な制御方法は鉄筋に対する適切な規定と考えられる。しかしながら最も適当で、また唯一の方法が可動継目である場合もある。

可動継目は隣接する部材あるいは構造物がその一体性を損なわずに相対的に動けるように特別に設計した継目である。可動継目の一般的機能は有害な応力の発生を防ぐように一定の移動が生じることを可能にしたものである。それらには部材または構造物のいくつかの部分の間の連結継手や、または単独で移動や回転あるいはその両方を可能にするものがある。

B.2 可動継目の必要性

他のすべての構造材料と同様にコンクリートは熱せられると膨張し、冷やされると収縮する。また、湿潤状態では膨張し、乾燥状態では収縮する。また、コンクリートはセメントの水和作用とか材料自体やその構成要素の特性によって変形する。もし、これらの膨張、収縮が拘束されると応力が発生し、ただちにひびわれが生じたり、長期間にわたる応力の繰返しによる疲労破壊の原因となり、後でひびわれが発生する。長期間にわたるコンクリートのクリープは場合によっては拘束による応力を減らす、一般にそれは期待すべきでない。たとえば、埋設によって基礎が不等沈下する場合は考慮する必要がある。これらの要素は仕上げの見苦しい損傷や構造物の破壊の原因となるので、このようなひびわれの可能性や影響は設計、部材または構造物の補強において考慮するとともに発表されている情報の調査をもとに検討しなければならない。そして、もし潜在的なひびわれを防ぐか制御する必要があることがわかった場合は可動継目をあらかじめ決められた位置に設けなければならない。コンクリート構造物の許容可能な移動量の目安を以下に例示する。

(i) コンクリートの平均熱膨張係数は $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ とする。よって長さ30mのコンクリート部材の

33°Cの温度変化による長さの変化はほぼ10mmになる。もし、部材長の変化が完全な拘束によって妨げられたとすると、コンクリートの弾性係数を 20 kN/mm^2 とした場合、無筋コンクリートで 7 N/mm^2 の応力が生じる。もしその応力が引張で既存の引張応力に付加されれば、ひびわれが発生するであろう。しかしながら、鉄筋コンクリートの場合はひびわれの発生は鉄筋の量、形および配置によってはひびわれ幅および間隔が制御され有害なものとならないであろう。

- (2) 乾燥収縮ひずみは 500×10^{-6} とする。薄い無筋コンクリート断面ではコンクリート部材3m当り1.5mmの無拘束収縮が生じることとなる。もし、この長さの変化が妨げられると、およそ 10 N/mm^2 の引張応力が発生する。
- (3) 応力によるコンクリートのクリープは上記の(1)と(2)のような変形の拘束によって生じる最大応力を減らす傾向にあり、応力減少の程度はとりわけ応力変化の速さによる。クリープは長期間にわたる現象であり、もし応力が急に变化すれば、たとえば、部材の断面が小さく比較的短時間に温度変化や乾燥収縮が生じる場合は応力を減少させる効果は無視できる程度である。しかしながら、可動継目がなければコンクリートのクリープはそれ自身が有害で美観を損なうひずみを生じることがある。たとえば、コンクリートのクリープは持続荷重のもとではりのたわみを長期間にわたって増大させる。

B.3 可動継目の種類

可動継目には以下のようなものがある。

(1) 収縮継目

継目の両側とコンクリートの間に最初からすき間がなく、計画的に不連続にするための継目。継目はコンクリートの収縮を許容するためのものである。

コンクリートも鉄筋も切断されている完全収縮継目とコンクリートだけが切断されていて鉄筋は連続している部分収縮継目は区別するべきである。

(2) 膨張継目

コンクリートの鉄筋が完全に不連続で構造物の膨張あるいは収縮のいずれか一方を許容するための継目。

一般にこのような継目においては予想される膨張を許容できるように構造物の隣接した部分の間に十分広いすき間が必要である。すべり合わせ面を組合わせた継目も含み、このタイプが有利なことが多い。

(3) すべり継目

鉄筋とコンクリートのいずれも完全に不連続であり、継目の面での相対的な移動を助ける特殊な工夫がなされている継目。

(4) ヒンジ継目

継目部で部材の相対的回転を許すように特別に設計された継目。一般にこのタイプの継目は、3ヒンジポータルのように反対方向の曲げや不都合な拘束の発生を防ぐ必要がある。

(5) 沈下継目

たとえば、採掘沈下によって生じる建物の基礎の移動のように隣接する部材、あるいは構造物が相対的に沈下したり、たわんだりするのを許容する継目。

継目を設計するには、上記の必要条件の内一つ以上満足する必要がある。

B.4 継目の規定

温度変化あるいは乾燥収縮によるひびわれの発生の危険性は構造物のコンクリートが受ける温度や含水量の変化を押えることによって小さくできる。完成した構造物においてこの制御をなし得る範囲はそのタイプと環境によって大きく左右される。

ひびわれ発生は構造物の自由移動に対する拘束力を減らすことによって小さくでき、またひびわれを制御するには構造物を適切な可動継目によって適当な長さに分割する必要がある。

構造物のひびわれ、制御における可動継目の効果はそれらの位置の選定いかんによる。これは経験の問題であり、ひびわれが最も発達しやすい、たとえば断面積が急激に変化する点などがこれにあたる。

すべての可動継目の位置は個々の部材についても構造物全体についても図面に明確に示すものとする。一般に構造物の可動継目は一断面で構造物全体を切るようにするのがよい。

B.5 継目の設計

可動継目はすべての必要な機能的要求を満たすべきであり、単純で動きが自由であり、かつ耐候性、耐火性、耐腐食性、耐久性、遮音性などの特性を備えていなければならない。設計の際には監督および職工の程度および実際の構造物における製作誤差等も考慮すべきである。

継目が充填タイプの場合にはしっくいをつめてもよい。現在このような材料に対する標準規定はないがBS3712を参照して注意されたい。

付録C 養生

C.1 一般

コンクリートの養生をする理由とその必要性については7編2.11.6に述べられている。アルミナセメントを使用したコンクリートの養生に関する特別な配慮については7編の付録Aに述べられている。以下の記述は、この指針を用いる場合とくに注意すべき点についてふれている。この要綱は英国および英国と同様の気象条件の国に適用されるものであり、養生期間内においてコンクリートの温度が2°Cを下回らないことを条件としている。気温が低い時にコンクリートを打設する場合の特別な注意は7編2.11.7に述べられている。

G.2 コンクリートの強度

強度発現の速さは、早強セメントを使用すると増加する。したがって、養生期間は普通ポルトランドセメントや高炉セメントと比較して短くすることができる。しかし、7編 11章で示されている低熱セメントや高硫酸塩セメントを用いた場合は養生期間を長くする必要がある。同様に、養生期間は促進剤や遅延剤の使用とも関係する。しかしながら、コンクリートの強度発現が早いほどセメントの水和熱の発現も速くなるので、コンクリート打設後の早い時期には、コンクリート内部の過大な温度差や過度な水分の損失を防ぐようにしなければならない。

コンクリートの強度発現の速さは、コンクリートの温度を高くすることにより増加する。促進養生は、特に早期に高強度が必要とされ、最終強度が特に問題とされない場合はコンクリート打設と同時に開始してもよい。しかしながら、促進養生されたコンクリートの最終強度は、以下の各点を守るならば多分悪影響を受けることはないであろう。

- コンクリートの温度上昇速度は最初の3時間については、およそ $15^{\circ}\text{C}/\text{時間}$ をこえない。
- その後におけるコンクリートの温度の上昇および下降の速さはおよそ $3.5^{\circ}\text{C}/\text{時間}$ をこえない。
- コンクリートの温度が、およそ 80°C をこえない。

種々の養生温度におけるコンクリート強度の発現の概略は、“養生効果 (maturity)” の概念にしたがえばよい。時間 (時間単位) に対してプロットしたコンクリート温度 ($^{\circ}\text{C}$) の曲線と -10°C の基準線とに囲まれた面積を計算することにより、コンクリート強度を求めることができる。“養生効果” を考えることにより、通常温度で養生したコンクリートに相当する材令が得られ、これに

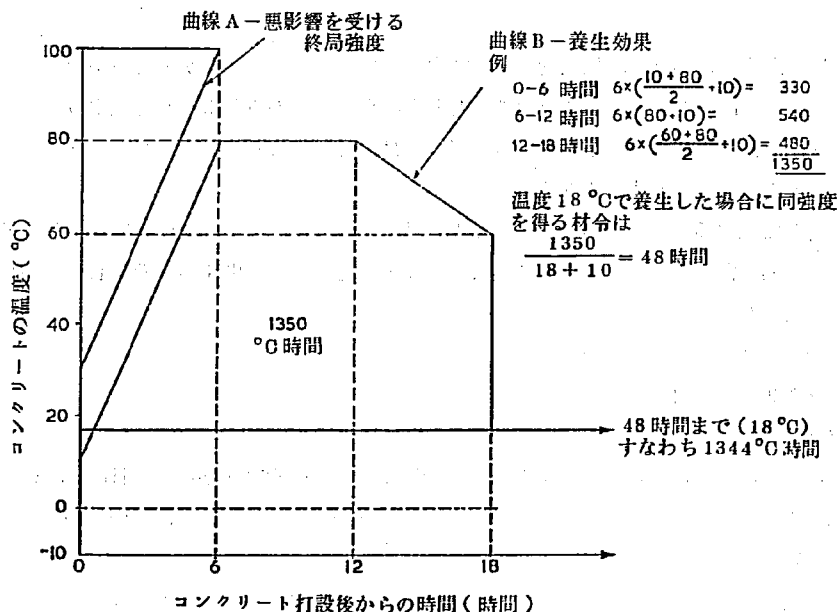


図-C.1 コンクリートの温度-時間曲線

より、コンクリートの強度は、ある一定温度で養生したコンクリートの材令と強度の関係を示す資料から求めることができる。促進養生に対する一例を図-C 1 に示す。

およそ24時間促進養生したコンクリートの強度は、この方法によって推定した値より多少大きな値となる。この差をなくすには、促進養生と通常の温度による養生のコンクリートの平均温度の差を考慮し、 -10°C の代わりに 0°C として養生効果を計算することにより使用することができる。この補正は通常の温度以下の平均温度に対しては使用することはできない。

吸湿性の材料を使用した養生においては、材料からの水分の蒸発がコンクリートの温度を低下させる原因となり、場合によっては、この影響がかなり大きいことがある。

強度発現の速さは、コンクリートが乾燥すると低下する。したがって、コンクリート表面からの水分の過度な蒸発は防ぐ方がよく、そのような場合は7編2.11.6の要因を考慮するのがよい。

C.3 変形とひびわれ

コンクリートは、温度差あるいは含水量の差による部材の内部応力による変形やひびわれが生じないように養生しなければならない。鉄筋の配置はひずみを拘束するので、鉄筋もまた変形やひびわれの原因となる。

コンクリート内部の温度変化を推定するには、以下の各要素が考えられる。

発熱の速さ（強度発現の速さと関係する（7編2.11.6参照））。

部材の寸法と形状

養生材の断熱効果の差（たとえば、木型枠か散水養生か）

外部温度

たとえば、表面ひびわれは、比較的マツシブな部材で、コンクリートがまだ温かい間に型枠を取りはずし、直ちに冷水を散布するようなことをした場合、温度の急変により発生する。

コンクリート内部の湿度変化を推定するに当たっては、防護されていないコンクリートからの蒸発の速さは以下の要素により大きくなる。

- (1) 蒸発を促進するような大気の状態（たとえば、相対湿度が低い、風の強い、大気よりコンクリート表面の湿度が高い）。とくに、コンクリートを通して浸出する水の割合が、表面からの蒸発速度より大きい時。
- (2) 表面積／体積の大きな部材
- (3) コンクリートの材令が若い時
- (4) 貧配合コンクリート

たとえば、ひびわれは表面積／体積の比に大きく影響する。断面の変化が急な部材において、不均一な乾燥収縮によって発生する。特に、太い方の断面部材が補強されており、細い方の断面の部材が補強されていない場合。

もし、構造物が出来あがったあと部材が乾燥収縮すると部材端部に好ましくないひびわれが発生しやすくなる。したがって、部材からの水分の蒸発を防止するための養生は、部材の所要の耐久性および強度を得るのに必要な以上の期間養生してはならない。その後コンクリートは、計画にした

がってできるだけ早く含水比の変化の限界まで乾燥させるものとする。

たとえば、湿潤養生され組立てる前に十分乾燥させてないプレキャストコンクリートの横木の端部にひびわれが生じることがある。

G.4 耐久性と外観

コンクリート部材の劣化は、鉄筋に対する不十分な防護あるいは表層コンクリートの凍結融解作用によるものである。傷つきやすいコンクリートの表面は、弱い多孔質の表層の原因となる蒸発による過度の水分損失を妨げるように保護しなければならない。このためには、7編 2.11.6 の要因を考慮するものとする。

特に寒冷地でエフロレッセンスの発生を防ぐ必要がある場合は、コンクリート表面に接する大気が7編の表-11に与えた期間に対して相対湿度を100%近くに一定に保たなければならない。コンクリートは、雨や露や乾燥した風による湿潤と乾燥の繰返しから防護しなければならない。

付録D コンクリートの弾性変形

弾性係数は主にコンクリートの圧縮強度によってきまる。しかしながら、弾性係数は骨材の弾性的性質にも影響され、またわずかではあるがコンクリートの材令、養生の状態、配合、セメントの種類等にも影響される。

天然骨材を使用して作った単位体積重量 $2,300 \text{ kg/m}^3$ 以上のコンクリートについては、種々の圧縮強度に対する静的あるいは動的弾性係数を表-D1から求めることができる。

表-D1 弾 性 係 数

コンクリート 圧縮強度 f_{cu} N/mm ²	静弾性係数 E_c kN/mm ²		動弾性係数 E_{cd} kN/mm ²	
	平均値	範 囲	平均値	範 囲
20	25	21 - 29	35	31 - 39
25	26	22 - 30	36	32 - 40
30	28	23 - 33	38	33 - 43
40	31	26 - 36	40	35 - 45
50	34	28 - 40	42	36 - 48
60	36	30 - 42	44	38 - 50

特別な材料および配合に対してより正確な値が必要な場合は、BS 1881にしたがった試験を実施しなければならない。ある種の特殊な骨材を使用したコンクリートではその弾性係数が表-D1の値の範囲に入らないことがある。これらの材料についてはあらかじめ試験によって得られた弾性係数を設計計算に使用してよい。

動弾性係数の試験結果から得られた値を用いて次式により静的弾性係数を推定すると便利である。

$$E_c = 1.25 \cdot E_d - 19$$

この推定値は一般に $\pm 4 \text{ kN/mm}^2$ の誤差範囲におさまる。 $1,440 \sim 2,300 \text{ kg/m}^3$ の単位重量の軽量骨材コンクリートにおいては表-D 1の静的弾性係数の値を $(\frac{\mu_c}{2,300})^2$ 倍しなければならない。ここで μ_c は軽量骨材コンクリートの単位体積重量である。

動弾性係数に関する式および表-D 1の値は軽量骨材コンクリートには適用できない。

付録E 普通鉄筋の付着性に関する分類

E.1 異形鉄筋の幾何学的分類

この指針では、異形鉄筋を2種に分類する。

すなわち、

タイプ(1) 平滑な矩形ツイストバーおよび溝状矩形ツイストバー。

ネジリのピッチは棒鋼の公称寸法の18倍以下。

タイプ(2) ほぼ均等な 0.8ϕ より大きくない間隔の横リブを有する棒鋼。

(場合によっては、連続したラセン状のリブがある。)棒鋼の軸に対して垂直に投影した棒鋼のリブの有効断面積(単位長さ当り)が mm 当り $0.15\phi \text{ mm}^2$ より大きなもの。

その他の鉄筋はE 2で述べる試験の結果によってタイプ(1)あるいは(2)に分類する。

E.2 異形棒鋼の試験

E 2.1

実験の基本は異形棒鋼が上記の分類のいずれに属するかを調べるために引き抜き試験の結果よりその特性強度を確めることにある。比較の判定条件は対象とする棒鋼の自由端のすべりが規格を満足する棒鋼の自由端のすべりよりも小さくなることである。

E 2.2

形状が幾何学的に類似している棒鋼の径については、試験は2種の寸法のものについて実施すればよい。できれば 20 mm と最大寸法のものについて実施するのがよい。

試験に供する棒鋼の表面形状は製造者の公表価格に適合するものであり、変形量ができるだけ小さいものでなければならない。各々の径について6ヶの供試体について、同数の幾何学的な分類を満足する任意の棒鋼とともに試験するものとする。双方の棒鋼の表面形状は類似したものでなければならない。

E 2.3

試験用角柱は直径 20 mm までの棒鋼に対して1辺 150 mm の正方形断面とし、 20 mm 寸法をこえる棒鋼に対しては 250 mm とする。角柱の長さは以下に示す通りとする。

$$\text{タイプ(1)の異形棒鋼に対して} \quad \frac{f_y \cdot \phi}{21}$$

タイプ(2)の異形棒鋼に対して

$$\frac{f_y \cdot \phi}{28}$$

ここで、 f_y は鋼材の特性強度 (単位 N/mm^2)

ϕ は棒鋼の公称寸法 (単位 mm)

E 2.4

試験用棒鋼は、その長さ方向の軸にそって、コンクリートの角柱の中に完全につき通して垂直にしっかりと埋め込まねばならない。

角柱は埋め込み長さにそって、25mmピッチで直径6mmの丸鋼のラセン鉄筋により補強しなければならない。ラセン鉄筋の外径は正方形の横断面の一边より5mm小さくするものとする。

E 2.5

引き抜き試験時のコンクリートの立方体強度は、 $30 \sim 37.5 \text{ N}/\text{mm}^2$ でなければならない。

E 2.6

供試体は、棒鋼が角柱の軸の方向に引っぱれるような適切な試験装置に据え付けなければならない。棒鋼の引張端は、打設時に角柱の上端に突き出した側とする。石こう・ゴムあるいは合板バックリングを角柱の上面と角柱を支える試験装置の表面との間に設置しなければならない。

ダイヤルゲージを載荷されない側の棒鋼の端部と角柱の底面との間の相対的なすべりを記録できるように取り付けなければならない。

E 2.7

およそ2分間の間に棒鋼に作用する軸荷重を鉄筋の応力度が試験に使用している棒鋼の品質の特性強度 f_y に達するように一定の速度で増大させるものとする。棒鋼の自由端のすべりが認められたら、この応力度で2分間一定に保持しなければならない。

E 2.8

試験は、棒鋼の自由端のすべりが0.2mmをこえた時点で中止する。

E 2.9

試験をパスした等価な棒鋼に対して、等価な棒鋼の6ケの自由端のすべりの記録の平均が、比較のための規格を満足する棒鋼の平均値より小さくなければならない。

報告書には、棒鋼の試験結果を示す測定結果を付するものとする。

付録F 構造解析

F.1 序 論

F 1.1 一般

この付録は2編荷重で与えられている荷重およびその他の原因によって橋梁構造に生ずる断面力と曲げモーメント、その他の応答を決定するための解析方法に関するものである。いろいろな限界状態を満足するように構造物を設計するには3章、4章および5章によるものとする。

構造物の解析方法はそれぞれの限界状態に対する荷重のもとで構造物の実際の挙動を正しく表わすとともに 2 組の荷重の組合わせに対するすべての効果を評価できるものでなければならない。構造部材の解析は力学の法則と鉄筋コンクリートおよびプレストレストコンクリートの挙動の一般原理にしたがわなければならない。実際の解析方法は経験的に厳密に立証されたものから、いろいろな種類の橋に適用されている安全側の解を与える単純設計ルールまでいろいろある。技術者は解析の際の実際の橋梁の理想化や“単純設計ルール”の適用上の制限について十分注意しなければならない。

考慮する必要がある力、モーメントおよびその他の荷重効果は F 2 に与えられており、技術者は考えているタイプまたは構造に関係のあるものを選ぶ必要がある。F 3 では橋梁の上部工に対して最も一般的に用いられている構造形式についてその概要が述べられており、F 4 では計算する必要のある 2 章の力と他の影響に関連して種々の形状の橋や支承条件について述べている。これらの計算を効果的にする適当な解析方法は F 5 で述べられている。

F 1.2 種々の限界状態に対する解析

終局時および設計荷重時の両条件について橋梁構造に生じる力やその他の影響を計算する必要がある。設計荷重時に対しては構造形式、幾何学的条件および支承条件に適した弾性的な解析方法を用いるものとする。終局時に対する構造解析法は限られた構造形式、幾何学的条件および支承条件に対してしかない。したがって、一般的には終局時の解析は弾性的な方法によるものとする。しかしながら、もしその解析的または経験的な基礎が実物に即した幾何学的条件や境界条件を満足する模型あるいは構造についての試験によって正しい事が確認されたなら、その終局解析法を用いてもよい。種々の限界状態に対する特殊な解析方法の詳細は F 5 に示されている。

F.2 考慮すべき力およびその他の影響

橋梁構造に用いる解析方法はすべての限界状態の必要条件を検討するのに必要なすべての力、モーメントおよび荷重の影響を求められるものでなければならない。一般的項目を以下に示す。ただし、特殊な構造形態に対して問題となる荷重の影響に関しては、F 4、F 5 を参照する必要がある。

- (1) 直接的な力
- (2) 橋軸方向モーメント
- (3) 橋軸方向せん断力
- (4) 橋軸方向ねじり
- (5) 橋軸直角方向モーメント
- (6) 橋軸直角方向せん断力
- (7) 橋軸直角方向ねじり
- (8) 主モーメント
- (9) 柱頭部および載荷点直下の局部的効果
- (10) 断面変形によるフランジとウェブ内の曲げモーメントおよびせん断力
- (11) プレストレスと断面変形によるダイヤフラム内外の力

- (12) そり効果
- (13) 膜力
- (14) 合成構造物の接合面のせん断力
- (15) たわみ

F.3 構造タイプ

F 3.1 中実スラブ

中実コンクリートスラブは本質的には等方性版または異方性版として挙動する現場打ちのスラブである。このようなスラブは橋軸方向あるいは橋軸直角方向に断面が変化していてもよい。建造方法は構造物が設計で仮定した構造物のクラスに応じた連続的な挙動を保てるように橋軸方向または橋軸直角方向に十分なプレストレスまたは鉄筋で補強され均質となるような方法でなければならない。

一般に解析方法は最大の橋軸方向と橋軸直角方向の曲げモーメントおよびそれに対応する最大せん断力と反力を求めることができるものでなければならない。F 2 でふれているねじりと他の影響の評価の必要性は幾何学的形状と F 4 で言及されている他の要因によって決まる。

F 3.2 箱および穴あきスラブ

この小節では連続的な挙動を確実にするために橋軸方向と橋軸直角方向に連続鉄筋またはプレストレスで補強されている現場打ちコンクリート施工の中空構造について述べる。橋軸方向の空隙は一般に一定断面の円か矩形で一定間隔で設けられる。また、支点上にはダイヤフラムを設けるのがよい。

最小のフランジ厚およびウェブ厚は一般に局部的に作用する輪荷重とせん断力で決まる。

F 5 によって与えられる中空の形によってはこの種の構造物の解析においては断面の変形の影響を考慮する必要がある。しかしながら、一般にその影響は中実スラブの場合と同様である。このタイプの構造では実際の構造物を理想化する場合、特に剛性の算定、支承条件および構造形態のモデル化において注意が必要である。

F 3.3 プレキャスト部と現場打ちコンクリート部からなるスラブ

このタイプは、架設後 F 1 または F 3.2 で定義された橋軸方向と橋軸直角方向の両方に配置された連続鉄筋を有する中実または中空スラブの構造形式を形成するために現場打ちコンクリートでつないだプレキャスト部材結合構造である。もし、プレキャスト部材と現場打部分が確実にせん断結合されていれば、この構造タイプの解析は現場打ちコンクリート構造物の解析と同様である。また、合成断面の乾燥収縮、クリープ差の影響も考慮に入れなければならない。

F 3.4 せん断連結スラブ

このタイプは横方向にプレストレスあるいは付着のある鉄筋で連結されておらず、シェアーコネクターで連結されているプレキャストの橋軸方向部材と現場打ちコンクリートからなると定義される。したがって、横方向の荷重分配は曲げでなく主にせん断によって与えられる。プレキャスト部材間のコネクターのせん断強度に特に注意を払う必要がある。また、橋軸方向の曲げモーメントお

よびせん断力に対する通常の検討のほかには個々の部材自体のねじり剛性と強度に注意を払う必要がある。

F 3.5 けたとスラブ構造

このタイプの構造物はけたとけたの上フランジを横方向に結び荷重の作用に対してけたと共同して働くようなコンクリートスラブからなると定義される横方向のダイヤフラムは支点上および必要に応じて支間内にも設けられる。

設計で考えなければならないことは、全体としての橋軸および橋軸直角方向の曲げやせん断力の算定およびスラブに生じる局部応力である。もし橋軸方向のけたがプレキャストであり、残りが現場打コンクリートならばけたとスラブの間の十分なせん断連結および乾燥収縮、クリープ差の影響等を考慮する必要がある。もし、スラブが全部現場打構造でけたとスラブのコンクリート打設の間があいている場合は同様な検討が必要である。

F 3.6 片持ち部を有する spine beam と有しない spine beam

この小節は独立しているか、長さに比して幅と高さが小さく主に橋軸方向の曲げとせん断およびねじりを受ける上スラブによって連結されている構造部材を扱う。一般に断面は一つかそれ以上のセルを有する中空げたで張出しのあるものとなないものがある。幅の広いボックスの外側ウェブを傾斜させたものもある。F 5 に示されるようにある部材の形状に対しては橋軸方向の影響は特に支点上に対してフランジのせん断遅れを十分考慮すれば単純げた理論によって決定してよい。

F 5 に示されるように幅/けた高/支間長、壁厚/全けた高およびダイヤフラムの間隔等の関係によっては構造物の全体的な挙動に対するそりと断面変形の影響を考慮しなければならない。

また、特に支承、PC鋼材による集中荷重および温度の影響による個々の箱げたの局部的な影響についても考慮しなければならない。

F 3.7 多重箱げた

これはけたとスラブ構造 (F 3.5) の特殊な形であり、橋軸方向のけたが大きなねじり剛性を持つ箱断面からなるものである。したがって F 3.6 で述べた問題についても考える必要がある。

F.4 幾何学的形状寸法および支承条件

F 4.1 スラブ断面 (deck section) — 等断面あるいは変断面

橋梁上部構造は橋軸方向または橋軸直角方向のどちらにも断面が変化していてもよい。断面の変化は次のような理由による。すなわち、支点上にハンチを設けた場合、中空の構造物で支点上を中実断面とした場合、けた端部でフランジあるいはウェブを厚くする場合、美観的な理由でけた下面に曲線をほどこす場合等である。断面変化のある場合の解析上の主な問題は実際の構造物を理想化することにある。場合によっては F 5.2 に示されている資料を用いるものとする。

F 4.2 平面形直線橋、斜橋、曲線橋あるいは幅員が変わる橋

どんな特殊な形のスラブ構造の場合でも直な平面形からはずればはづれるほど解析は複雑となる。この傾向は適用可能な解析方法の数を減らし、実質的には支点近辺の局部的な影響が問題となるため、単純設計ルールは使用できなくなる。

平面的に曲線のはいった構造は水平面内の曲率によって生じる橋軸方向と橋軸直角方向のモーメントおよびねじりについて解析しなければならない。橋軸方向のモーメントに対する影響は橋軸直角方向のモーメントおよびねじりに対するよりずっと小さい。

斜角のある構造の解析においては特に構造物全体の応力の分布に重要な影響をもつ支承条件を正確に評価するように十分注意しなければならない。解析結果の評価およびすべての断面力等に対して十分な強度を与えるには特別な注意が必要である。すなわち、斜スラブでは一般に2方向に鉄筋を配置しなければならない。

F 4.3 連結——単純または連続

特に連続構造では、それぞれの施工段階での荷重の組合わせを考慮していろいろな施工段階についての解析を行なうことが重要である。段階的に施工される連続構造物では、施工方法に応じて橋軸方向のモーメントの分配が生じるので解析において考慮しなければならない。

解析においては曲げ、せん断、ねじりおよびこれらの組合わせによる最悪の影響を生じる載荷形態を考慮しなければならない。プレストレストコンクリートで連結される構造物に関しては2次モーメントの影響を計算に考慮すべきである。

最終的な構造と緊張時の構造が異なる場合では、プレストレストによるクリープの影響による再分配を考慮に入れることは重要な事である。

一般に連続構造の場合、特に曲線あるいは斜角のある時には影響面が求められる解析方法が都合がよい。

F 4.4 支承の性状——線(line)支承、独立(discrete)支承、不規則(random)支承

独立した支承では押し抜きせん断と割裂力を検討すべきである。不規則な支承が必要な場合には隣接した支承の一般的な方向(general direction)に効果的な曲げとせん断剛性を備えることは困難であるので中空構造には実用的でない。したがって、その場合には中実スラブ構造とするのがよい。

F 4.5 支承の挙動——剛支承、弾性支承

場合によっては支承の弾性や不等沈下の影響を検討する必要がある。斜あるいは曲線構造物またはねじりの影響が大きいスラブでは特に必要である。

F.5 解析方法

F 5.1 序

使用限界状態に対する橋梁構造物の解析は、弾性理論に基づくものとする。解析を実行するには以下の3つの段階がある。

1. 選定された解析方法に適合する形への構造物の理想化。すなわち、橋梁の実際の特徴を表わす曲げ、せん断、ねじり剛性の正確な値を与えなければならない。これはF 5.2に示されている。
2. 上記(1)での資料に基づく理想化された構造物および2編の荷重状態に対する解析。これは、F 5.3に示されている。

3. 実際の構造物の妥当性を調べるための理想化された構造物の解析結果の解釈。これはF 5.4に示されている。

終局限界状態に対しても使用限界状態の場合と同じ剛性に基づいた弾性解析がほとんどの形式の橋梁上部工にも用いられる。F 3.6に示される特殊な形式に対しては特殊载荷状態での曲げモーメントの再分配をF 3.2.2およびF 4.2.2にしたがって行なってよい。

スラブ橋に対しては終局時の曲げモーメントはJohansenの降伏線法(yield line method)あるいはHillerborgの帯法(strip method)によって求めてよい。他の形状の構造に対して実験結果に基づいて正しいことが立証されたなら、終局解析法の使用あるいは荷重効果の再分配を認めてもよい。

構造物の先行破壊について考慮することも重要なことである。別の破壊モードについても考慮するのがよい。たとえば、F 3.4で述べた構造形式に対しては橋梁が完全に曲げ破壊する前に1本のけたが破壊する可能性を考慮するのがよい。

すべての上部構造では橋全体の荷重分配の他にF 5.3.3で扱うように、輪荷重による局所的な影響を考慮することが重要である。

F 5.2 問題の定義と変数の評価

F 5.2.1 一般

すべての構造物は荷重のもとでの構造的応答を解析するにはあらかじめ理想化されなければならない。理想化の構造物の特性、部材の剛性、拘束条件および荷重を再現できるものでなければならない。構造物によっては検討する荷重の種類によって異なった理想化が必要とされることがある点に留意しなければならない。たとえば、箱げた構造物では軸方向の影響は単純げたと同様に扱うことにより決定しうが横方向の影響の評価においては真の横断面の特性が必要となる。構造上の型の理想化がうまくいかない場合には解析結果の価値が著しく減ぜられることがある。特に支持状態の理想化の際、スラブを一連の線部材あるいは一連の有限要素として表わす際あるいは要素の結合点の理想化の際等には十分注意をしなければならない。格子解析する場合の構成要素の配置や有限要素解析における要素の分割はそれらの配置がその解析の精度に大きく影響するので十分注意しなければならない。

版状構造物を線要素と仮定する格子解析、あるいは三角形や四角形または他の形の要素と仮定する有限要素解析においては要素の特性はその要素により代表される構造物の一部分ばかりでなく要素の集合体もまたその構造物全体の特性を表わすということを知っておくことが重要である。

F 3で定義される種々の構造の特性の算定に対する規定はF 5.2.2～F 5.2.8に与えられている。これらの規定は主として異方性版理論の使用経験に基づいている。したがって、他の解析法にそれらを使用する場合には注意を要する。これらの規定はもちろん一般論であり、その他の方法を用いて実構造物の挙動を求められることが明らかにされた場合はその使用を妨げるものではない。しかしながら、特別な形態や構造形式に対して証明された他の方法を用いる場合、大きさやその他の点で異なる類似構造物にその方法を適用することは注意を必要とする。

F 5.2.2 中実スラブ(F 3.1参照)

塑性解析法を使用する場合、コンクリート断面を全断面有効として求めた剛性を用いれば十分正

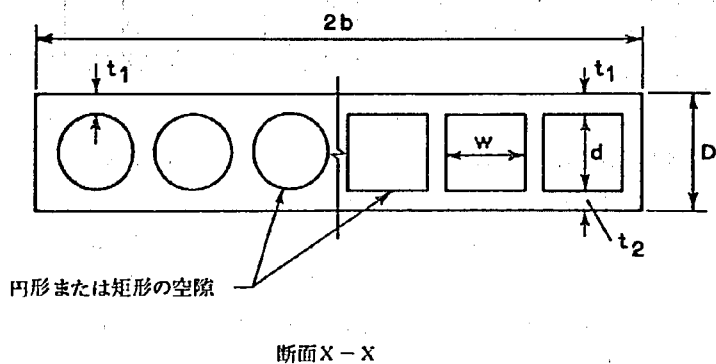
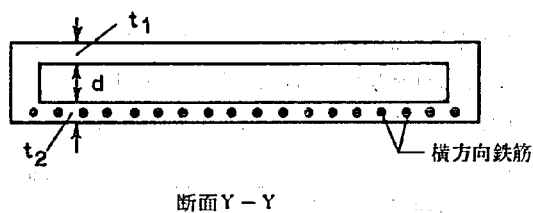
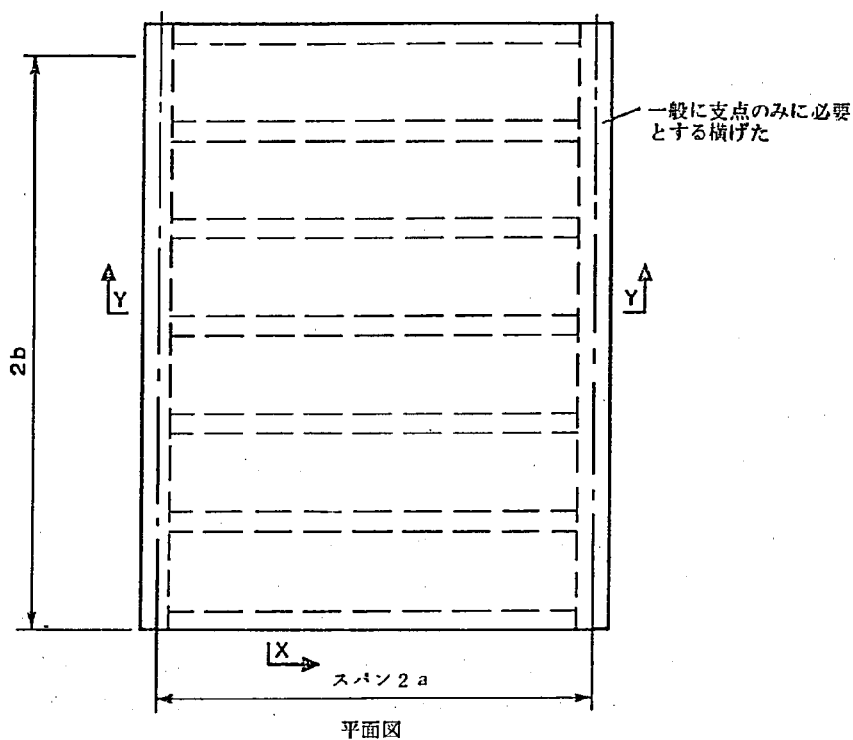


図-F 1

確である。

F 5.2.3 箱および穴あきスラブ (F 3.2)

橋軸方向のスラブの曲げ剛性の計算にはコンクリート全断面の特性を用いてよい。一方、横方向の曲げ剛性は一般にコンクリートフランジの最も薄い断面について求めてよい。すなわち、2つのフランジがせん断によってあたかも剛性のある横方向ウェブと一体として働くことと仮定し、図-F 1のY-Y断面で求める。もし、実際の橋梁で使用されている空隙形状に適用できることが明らかであるならば、別の方法を用いてもよい。特に収縮ひびわれや温度ひびわれを受け易いこの形式の構造物では、ひびわれ幅を制御することに特別な注意を要する。もし、特別な空隙形状のため(たとえば、図-F 1におけるX-X断面の右側で t_2 がDとWの関係から小さい場合)横方向曲げや収縮その他によるひびわれが大きくなると考えられるならF 5.2.4の方法を用いる場合は下フランジの寄与を減ずるのがよい。

版の横方向断面のねじり剛性に対する安全側の値としては、図-F 2に示すように中間ウェブを無視した箱型断面と仮定して求めてよい。

横方向の単位幅当りのねじり剛性は中間ウェブを無視した薄肉断面のせん断流理論に基づいて求めた全版横断面のねじり剛性をその幅で割った値となる。これらの計算においては箱型の大きさは上版と下版の中心と外側ウェブの中心線の間で測るものとする。橋軸方向断面のねじり剛性(図-F 1でのY-Y断面)は同様な方法で求めてよい。このようにして得られた2つの値はほとんどの場合はほぼ等しく、版理論および格子解析法のいずれを用いた荷重分配解析においてもその平均値を用いてよい。

比率 d/D (図-F 1)が大きくなると箱断面の変形も増加するので、もし荷重分配の効果を過大評価してはならない場合には、この点を考慮しなければならない。円形空隙では比率 d/D が0.75以上、ウェブの厚さが t_1 以上で、かつ $W/D \approx 1$ である。矩形空隙では比率 d/D が0.67以上の場合には箱断面の変形は無視してよい。

箱断面の変形に対しては通常横方向部材にせん断剛性を与えるものとする。このような形式の構造物のせん断剛性は横断面の骨組解析をすることにより算定しなければならない。

すべての空隙を有するスラブは独立した支承の部分では中実としなければならない。特に斜め構造物の鈍角部の支承の圧縮剛性の選択には特別な注意が必要である。

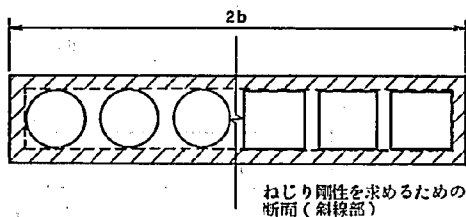


図-F 2

F 5.2.4 プレキャスト部と現場打コンクリート部からなるスラブ (F 3.3)

一般にこの形式の構造物の特性は相当な一体構造として求めてよい(F 5.2.2, F 5.2.3)。ただし、プレキャスト部と現場打部のコンクリートの品質に大きな差のある場合はコンクリート断面に基づいて剛性を計算しなければならない。

合成スラブの代表的な断面が図-F 3で示されるような場合、相当する現場打スラブの特性の計算においてはF 5.2.3で示されている方法を修正しなければならない。図-F 3で示されるような構

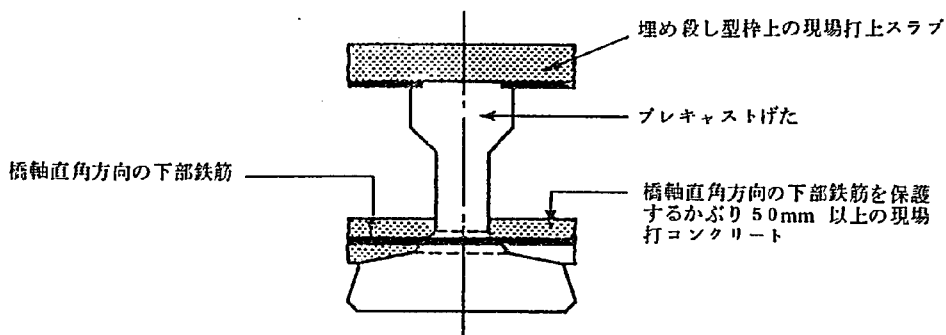


図-F 3

造の形は本来相当する現場打構造より剛性が小さく、この形式の構造体の特性を算定するためには実験データに基づく設計方法が用いられてきた。

F 5.2.5 セン断連結スラブ (F 3.4)

この形式の構造に使用されるプレキャスト部材の型は中実の比較的幅の小さい部材から比較的薄い部材よりなる幅の広い箱抜きや箱型部材あるいは1室以上有する部材までいろいろなものがある。したがって、正しい断面特性の選定には注意が必要であり、解析方法はある程度その構造の理想化の方法によって決まる。

もし、Spindel の折板理論 (Articulated plate theory) を用いる場合は (F 5.3 参照) 橋軸方向の曲げおよびねじり剛性は中実プレキャスト部材が使用されている場合は、けたの上の現場打コンクリートの付着によるその寄与を考慮に入れて求めてよい。中空プレキャスト部材が使用される場合、全高さに対する空隙高さの比率 (d/D , 図-F 1) は矩形空隙では 0.67, 円形空隙では 0.75 をこえないようにしなければならない。橋軸方向の曲げおよびねじり剛性は、ねじり慣性をけた1本でなく橋梁全体に対して計算する場合以外は F 5.2.3 で与えられた方法を用いて計算してよい。

もし、他の解析方法が用いられる場合には断面特性は一般に F 5.2.2 ~ F 5.2.4 によって計算するものとする。

幅の広いプレキャスト部材を使用する場合は版の理想化における横断面特性の“平均”値の計算において特に注意が必要である。

異方性版理論 (F 5.3 参照) が使用され、プレキャストばかりが細く中実の場合は長手および横方向の曲げ剛性は打継目のひびわれが下側のシェアーコネクタの鋼材位置まで発生するという仮定に基づいて計算するものとする。橋梁を版として扱う場合はねじり変数は 1.0 とする。

F 5.2.6 はりおよびスラブ構造

ねじり剛性の計算において、はり上の上スラブの連続性を考慮する場合はコンクリート断面の特性を用いてよい。もし、橋梁が合成構造の場合、プレキャスト部と現場打部とのコンクリートの品質の差が大きければその相違を考慮しなければならない。

F 5.2.7 片持ち部を有する Spine beam と有しない Spine beam (F 3.6)

はり1本しかないこの形式の橋梁スラブはせん断遅れを考慮に入れるなら普通のはりの解析法とほとんど同様で、橋軸方向の曲げおよびねじり効果の決定にはあまり困難はない。しかし、横断面が十分な剛性と強度を有する隔壁によって比較的大きく補剛されていない場合、偏心荷重の影響や不均一分布の対称荷重下でも変形を生じるであろう。この変形は平面に直角の個々の板部材の曲げによって生ずる。すなわち、剛性骨組のように過大荷重に対する横断面の応答の問題である。この場合、合成力を求め設計する必要がある、さらに横断面の変形に伴うそりにより生じる2次的な橋軸方向の応力の検討も必要である。通常用いられる断面ではその応力は小さい。

2つあるいはそれ以上の箱が上スラブで連結されている場合、一般には連結しているスラブを無視して、それぞれ別々に解析して十分である。次いで、このスラブを2つの箱断面の最も不利な相対変位に対し連結されているとして設計すればよい。

さらに厳密な解析方法は構造物を完全な6つの自由度を有する節点で変形の適合条件を満たす完全な3次元の板の集合体として取扱う。このような場合、ねじり、そり、せん断遅れは解析結果の重要な部分をなす。

F 5.3 解析方法のタイプ

F 5.3.1 適用範囲

F 2の荷重の影響を計算するのに用いる解析法の一般的な必要条件是F 1とF 5.1に与えられている。F 5.1は数種の形式の橋梁に対して使用してもよい単純な設計ルールの詳細を述べており、一般に用いられている解析法に対する注意を示している。

F 5.3.2 一般

大部分の形式の橋梁では載荷荷重による構造物の全体的な挙動と大きな集中荷重の周辺に生じる局所的な影響を算定することが必要である。集中荷重とはHB車両の車輪とか点支承等である。実際に大部分の橋梁では全体的な影響と局所的な影響は一般に別々に算定し、F 5.3.3に示されるように合成する。全体および局所的な影響は所要の精度でこれらの計算ができることが立証された解析方法を用いて一度に計算してもよい。

F 5.3.3 局所的影響

けた橋やスラブ橋の上スラブ、箱げた橋あるいは穴あきスラブ橋の上フランジに載る輪荷重による局所的な影響はPigcaud か Westergaard のどちらかの方法により計算してよい。スラブは支間長によっては標準荷重 (HA) により設計してもよい。スラブの支間直角方向の曲げモーメントは、支間方向の最大曲げモーメントの50%以上にとる必要はない。スラブの支間方向の曲げモーメントとせん断力の計算において、スラブと支持しているけたの間でなんらかの形で固定されている場合は、その影響を考えてよい。張出しスラブ上の集中荷重による局所的影響はWestergaard の方法によって算定するものとする。

このようにして計算された荷重の影響は橋全体の挙動による影響と加え合わさなければならない。同じ方向に同時に作用する応力は代数的に加算するものとする。これらの合成の影響を考慮する場合に対する荷重の部分安全係数は2編荷重で与えられている。応力度の重ね合わせをする場合の計

算においては、せん断遅れによるウェブ中心線の中間部での設計応力度を減じてよい。せん断遅れ曲線は支間中央を頂点とするパラボラと考えてよい。

$$f_{min} = f_{max} \left\{ -1.25 \left(\frac{b_c}{b} \right)^2 + 2.75 \left(\frac{b_c}{b} \right) - 0.5 \right\}$$

ここで、 f_{max} ：全体的な橋軸方向曲げによるコンクリート応力度

b_c ：表で与えられた有効フランジ幅

F 5.3.4 支間が橋軸方向のスラブの経験的解析

4 5 単位の HB 荷重を支持する支間が橋軸方向のスラブの検討においては、以下に示す単純な設計ルールを橋軸および橋軸直角方向の最大モーメントの算定に用いてよい。

F 5.3.4.1 プレストレストコンクリートスラブ

HB 荷重による単位幅の曲げモーメントは次のように算定してよい。すなわち、支間 6.1 m では HA 荷重による曲げモーメントを 50% 増にとつてよい。この割増しは支間 12.2 m で 0 として直線的に減らすものとする。37 $\frac{1}{2}$ 単位の HB 荷重に対する割増しも同様に行なつてよい。この方法は橋軸方向の曲げモーメントに対してのみ用いてよく、他の目的に対しては用いてはならない。

橋軸直角方向の曲げ (HB 荷重による) の抵抗は横締めプレストレッシングによって与えるものとし、そのモーメントは支間 6.1 m 以上のスラブに対しては図-F 4 を用いてよい。支間 6.1 m 以下に対して橋軸直角方向の曲げモーメントは橋軸方向の曲げモーメントの 50% とする。この図はスラブの幅が 15 m かそれ以下の場合のみ使用するものとする。もっと幅の広いスラブを必要とする車道の場合は目地を設けることを強く勧める。というのは目地は横方向の曲げモーメントを大きく減少させるからである。

この方法は 1961 年の暫定案でふれている。この節全体はまだ適当なものであるが、HA および HB 荷重に対して異なった γ 係数を定めたので修正する必要がある。

F 5.3.4.2 鉄筋コンクリートスラブ

HB 荷重を受ける支間が橋軸方向のスラブの解析においては橋軸方向の最大曲げモーメントを算定するのに以下に示す等価荷重を用いてよい。支間 6.1 m 以下の場合、HA 荷重は 25% 割増して使用してよい。ただし、活荷重によるモーメントが 33 kNm をこえる場合にはこの割増しは行わないものとする。支間 6.1 m 以上の場合には HA 荷重を使用するものとする。

横方向の曲げモーメントは F 5.3.4.1 の図を使って算定してよい。F 5.3.4.1 に示されている端

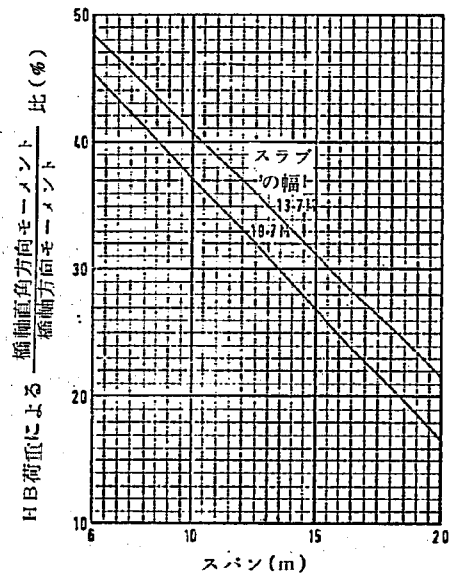


図-F 4 スラブの橋軸直角方向モーメント

部の剛性およびスラブの最大幅の条件は鉄筋コンクリートスラブにも適用する。

F 5.3.4.3 その他の経験的解析方法

中実スラブ橋や合成スラブ橋の設計に対するその他の経験的方法是実験や経験に基づいて求められたものなら使用してよい。

F 5.3.5 橋梁を版と仮定する場合の解析

一般的に用いられている解析方法を以下に示す。

F 5.3.5.1 等方性版理論

解は荷重をフーリエ級数であらわすことによって得られる。この方法は設計図表が用意されているので手計算が可能であり、斜角が 20° 以下の現場打または合成スラブの解析に使用できる。

F 5.3.5.2 直交異方性版理論

解は荷重をフーリエ級数であらわすことによって得られる。この方法も級数の第1項のみを使用する場合は手計算でできるが、多項を扱える計算プログラムもある。この方法はF 3.1, F 3.5および場合によってはF 3.7でふれている。斜角が 20° 以下で異方性で単純支持の構造物に広く使用されている。

F 5.3.5.3 無限板に対する古典的な曲げ理論

解は荷重をフーリエ級数であらわすことによって得られる。この方法はF 5.3.5.1とF 5.3.5.2に示されているすべての構造形式を扱うことができ特に反力や橋軸方向のせん断力の算定に便利である。F 4.3～F 4.5の境界条件に応じてこの方法に基づいた計算プログラムが作成されている。

F 5.3.5.4 折板理論 (Articulated plate theory)

解は横方向の曲げおよびねじり剛性のない板と仮定して得られ特にF 3.4に並べられている構造形式に適用される。この方法は直交異方性版理論で得られる解と同じような解を橋軸方向の曲げモーメントに対して与えるが個々のけたのねじりに対しては大きい値を与える。したがって、この方法では目地部の横方向の曲げ剛性のある程度修正して用いてきた。この方法は斜角が 30° 以下の平行四辺形の橋に適用できる。

F 5.3.6 数値解析

この節では問題に対する厳密な微分方程式について数値的な近似解を得る方法、または構造物を小さな要素に分割し、その要素間の連続条件やつり合い条件を満足するようにする方法について述べる。ただし、この節では板要素に関するものだけ扱う。

F 5.3.6.1 差分法

この方法ではまず橋面上に描いた有限な数の規則正しい間隔をもつ網目上の交点を考える。差分方程式は一度に解く場合はたわみの近似解を与え、次に曲げモーメントの近似解を与える。この方法は影響値の形で一般的な設計資料を与えることができる場合、斜角のついたスラブ構造物の解析によく用いられる。

F 5.3.6.2 有限要素法

この方法は構造物内の特定の位置あるいは節点について有限個の未知数を仮定して数値的に近似解を求める方法である。この方法では、まず構造物を節点でつながっている要素に分割する。もし、

節点力と節点力による変形の関係が各々の要素について求められると、これをもとに最小仕事の原理により各節点で結合された構造物のつり合いと連続が求められる。

この方法は橋梁上部工のいかなる形式に対しても適用できる非常に有効な解析方法である。しかし、適切に使用されなければならず、また特に膨大な量のデータの準備を手作業による場合は、たいへんな仕事量になる。正確な結果を得るために最も重要なことは要素の型の選択とメッシュの配置と結果の解釈である。荷重の負荷および拘束条件についても注意して行わなければならない。

この方法では3次元の解析を取り扱うことができるが、そのような方法をとる前にデータの準備に要する複雑さや計算費用や膨大なアウトプット量について十分慎重に考慮しなければならない。2次元解析でもさほど精度を落さずにずっと少ない費用や仕事量で解析できることがしばしばある。

F 5.3.6.3 有限帯板法 (Finite Strips)

この方法は厚さの変化する単純支持された等方性版または直交異方性版に使用されてきた有限要素法の拡大である。この方法もまた多室箱構造物に適用できる。

構造物を縦目地で連結され両端部で横げた単純支持されている矩形板要素の集合体と考える。この方法は径間内の横げたにも適用することができる。

F 5.3.6.4 折板解析 (Folded plate analysis)

この解析方法は特にその形状が単純げたとして扱うことができないような箱げた構造物に適用される。

構造を縦目地で連結され、両端部で横げた単純支持されている矩形板要素の集合体と考える。この方法は、径間内の横げたにも適用することができる。

F 5.3.6.5 Line solution techniques

この方法では版理論の基本的な偏微分方程式を誘導によって一方向に関する普通の微分方程式に変換し、この方程式をマトリックス技法によって解く。いままでのところ矩形また曲線の1本あるいは2本の独立橋脚上で連続している等方性および直交異方性のスラブに対する電算プログラムが作られている。端部の補剛を取り扱うことができ変断面にも適用できる。

F 5.3.7 相似計算手法

ある種の橋梁はこの方法によってうまく解析できる。たとえば、連続支持で斜めの境界条件を有する等方性のスラブの解析では電気相似法が用いられてきた。

小規模な模型での系統立った実験から斜板に生じる曲げモーメントの影響面を得ることができる。こうして得られた資料より簡単な手計算による解析が可能となる。

F 5.3.8 橋梁を完全な骨組構造と考える解析

現在ではこの種の解析は一般に電子計算機で行われる。橋梁は格点のみで連結されている主げたと横げた要素に分け、格点の変形に対する線型方程式をたてて解く。この計算プログラムはその適用範囲が非常に広いが、解析するために理想化された構造が実際の構造を正しく再現しているかどうかには注意しなければならない。拘束があったり版要素を数本の線要素に分割する場合は特に注意が必要である。斜めスラブを格子として解析するときは、互いに直交する格子を基本とし、自由端での格子はできるだけ端面に平行または直角となるようにする。

この方法はF 3に述べてあるほとんどの構造形式に適用することができ、変断面や直線や曲線また斜角のある構造やいろいろな支承条件をも扱えるように開発されている。

もし、この方法を手計算で行う場合は計算量を少なくするために簡略化する仮定をたてなければならない。たとえば、HendryとJaegerは横剛性は支間方向に均一に分布する媒体であらわすことができるという仮定を用いている。一方、レオンハルトはすべての横方向の部材は中央の大きな1本の横部材で表わせると仮定した。

F 5.4 結果の評価

F 5.4.1 一般

いろいろな解析によって得られた結果は解析のもととなっている理想化された構造体にのみあてはまるものである。したがって、ほんの少し例外を除いてほとんどの場合には解析結果は実際の構造体に対しては理想化の度合に応じて修正する必要がある。たとえば、スラブを等価の格子として扱う場合、その格子部材にそって力の集中を生じさせる。スラブ上の適切な分配を得るためには、理想化された構造物のその部分の力の集中を平均化し、実際の構造物の真の影響を得るために全体としてその結果を平均する必要がある。同様に有限要素法においても理想構造体の要素の大きさや不連続性の影響をなくすように要素間のでこぼこをなくさなければならない。実際の構造物の局部的荷重や拘束の影響は特定の部分の要素の数を増すことによって解決することができるが、特定の一つの要素の局部的な値より、むしろ問題としているある部分の結果について考えることが重要である。

F 5.4.2 斜めスラブの鉄筋配置

あらゆる斜めスラブでは鉄筋およびPC鋼材はできるだけ主曲げモーメント方向に配置すべきである。中実の現場打や合成スラブに対してはWoodによって提案された計算方法を鉄筋およびPC鋼材の設計に適用するものとする。

斜めスラブに対しては直交する鉄筋配置が好ましい。

斜角が 30° 以上で縦横比が1.0以下のスラブでは自由端に直角また平行な方向に鉄筋を配置するのが望ましい。そのほかの斜角と縦横比のものについては支承に平行または直角に鉄筋を配置するのが望ましい。後者の鉄筋配置では自由端での橋軸方向の鉄筋定着に特に注意を払わねばならない。十分な定着をする方法としては自由端に平行に配筋された鉄筋のまわりに橋軸方向の鉄筋をフックさせるか、必要定着長だけ自由端に平行に橋軸方向の鉄筋を曲げるものとする。非常に幅の広いスラブ中央部で鉄筋を支承に平行および直角に配置し、橋軸方向の鉄筋は自由端のところで自由端に平行して扇形に広げるものとする。

中実合成斜めスラブについては橋軸方向の鋼材は普通自由端に平行に配置されたプレキャスト部材の中のPC鋼材である。理想的には横方向の鋼材は自由端に直角に配置するのがよい。なぜなら、鉄筋の最も有効な配置方法だからである。しかし、実際には横方向の鋼材は支承に平行に配置されることが多い。

[参 考 資 料]

解 説

英国橋梁設計示方書の設計荷重(案)

国 広 哲 男*

藤 原 稔**

1. はじめに

英国における橋梁の設計示方書としては BS 153 Steel Girder Bridge (1954)¹⁾があるが、現在これの大幅な改定作業が行なわれている。改定中の示方書は鋼橋、コンクリート橋、合成ゲタ橋という各種の橋梁に関するものをすべて包含した橋梁示方書²⁾という形で公開される予定である。この新示方書の目次案は次のとおりである。

- 1 編 一般事項
- 2 編 荷重
- 3 編 鋼橋の設計
- 4 編 コンクリート橋の設計
- 5 編 合成ゲタ橋の設計
- 6 編 材料および製作一般
- 7 編 材料および製作—コンクリート、鉄筋およびプレストレスト材—

この新示方書の原案は、一応のまとまりをみた編から逐次紹介されてはいるが、これを見ると、英国では橋梁の設計体系を従来の許容応力度設計法から荷重係数設計法へと全面的に改めようとしていることがうかがえる。米國でも、すでに1973の橋梁示方書³⁾において、従来の許容応力度設計法と並記する形で、荷重係数設計法⁴⁾に関する規定を示し、世界の注目を集めた。このような橋梁の設計理念に対する世界各国の動きと呼応して、わが国においても各方面で橋梁の荷重係数設計法に関する検討が行なわれている。

英国の新示方書における上巻の“2 編 荷重”の改定原案⁵⁾が1972年末に発表されたが、これには現在の BS 153 に示されていたものとは全く異なった荷重係数設計法を前提とした荷重の規定が示されており、この内容は、安全率の概念をより明確にするうえで興味深いものがあるので、以下にこれを紹介する。

2. 新示方書案に見られる設計に対する基本的な考え方

—限界状態と荷重係数—

これまでの設計示方書は許容応力度をもとにしていて、これは単一の全体安全係数を用いた考え方である。この安全係数の内容は各種の因子別に明確に分けられてはいない。この安全係数は、どちらかといえば経験的に正当化されているものであると考えられる。非常に大きな不確定因子が存在するときには、安全係数の値を大きくするなどの対策が必要である。すなわち、各現象のばらつきの統計的確率の考え方にもついた荷重係数、および材料係数を定めることの必要性が認められている。たとえば BS 153 においては、いわゆる安全係数は作用応力が主として死荷重によるものか活荷重によるものかに関係なく同じ値を与えていた。しかし死荷重のばらつきの可能性は、活荷重のそれよりはるかに小さい。新示方書案では

このことを考慮に入れている。

設計に考慮すべき主な限界状態は次のとおりである。

- (1) 終局限界状態
- (2) 使用限界状態
- (3) 疲労限界状態*

タワミや温度による橋長の伸縮量に対する制限値は、ある一つの限界状態とはみなされていないが、これらを考慮に入れて計算を行なうべきある一つの条件ではあると考えられる。

終局限界状態および使用限界状態の検討を行なう場合の設計荷重とは、示方書に示された荷重の特性値と呼ばれる基準荷重と荷重係数 γ_s とを乗じたものである。すなわち γ_s を乗ずることによって、適当な生起確率を有すると考えられる設計荷重を得ることができる。これらの係数は、通常は1より大きい数値であり、ある与えられた寿命中における荷重の大きさのばらつきの統計的確率を反映したものである。

同様に、材料係数 γ_m は材料強度の特性値からのばらつきの統計的確率を反映したものである。この係数は1より小さい。

設計に対する基本的な考え方としては、それぞれの限界状態に対して次の関係式を満足するようにすればよい。

$$\gamma_m \times \text{強度の特性値} \geq \gamma_s \times \text{荷重の特性値}$$

γ_s および γ_m はできるかぎり統計的データをもとにして定める必要があるが、この種のデータがない場合には経験的な判断にたよらざるを得ない。

さらに新示方書では、もう一つの係数 γ_f が導入されている。これは統計的なものではなく、強度のもっとも低い場合と、荷重状態の非常にきびしい場合とが一致するような異常状態に対する安全性にある程度の余裕を見込もうとするためのものである。この係数は荷重の特性値に乘ずるかたちをとり、一般に終局限界状態に対しては1.15、使用限界状態および疲労限界状態に対しては1.15、使用限界状態および疲労限界状態に対しては1.0という値をとっている。すなわち、付加安全率ともいえるこの係数 γ_f は終局限界状態に対してのみ影響を及ぼす。この原案では、使用限界状態および疲労限界状態に対する γ_f として1.0という値を用いているが、このことは、これらの状態に対してはあらかじめ考慮した余裕はないという意味での注意を喚起させるためである。終局限界状態とは、構造物または構造物を構成する部材の破壊状態を意味している。すなわち、もうそれ以上の荷重には耐えられなくなる状態で、柱の座屈、引張材の破断、剛体の転倒などがこれにあたる。一方、使用限界状態はこれを定義するのが非常にむずかしい。荷重の生起確率や破壊の生起頻度についてはいろいろ意見のあるところではあると思うが、使用不能になることが頻繁に起こらず、またたとえ破損が起こったとしても、補修に高価を要するほどのひどい状態にはならないようにするという、従来からの考え方を守っていく必要がある。

* 建設省土木研究所研究充実基金
** 建設省土木研究所研究員

* AASHTO においては疲労限界状態は使用限界状態に含まれている。

使用限界に対する考え方はなじみが薄いため、示方書にこの考えを導入するに当たっては多くの討議が行われたようである。われわれが現在使用している設計基準の大部分は、破壊を生じさせないことを目的として荷重や安全率を定め、「使用不能」あるいは「局部的破損」というような状態が生じないように、許容ヒズミや応力を弾性範囲内にとどめるようにしている。

今回の新しい示方書案に見られる設計法の変化は、いわゆる作用応力の増加を意味するものではなく、従来のものと同時に、荷重の特性値のもとでは、作用応力を弾性範囲内に保ち構造物が十分な機能を発揮できるようにしようとしている点では変わりはなく、この目的のために、適当な係数の値と破壊状態を定めている。また橋は一つの全体系としてではなく、部材ごとに破壊に対して設計されるので、使用不能に至るような破損に対する余裕は一般にかなり大きいと考えられる。

コンクリートのヒビワレのように、終局限界状態とは関係のない状態もいくつかある。使用不能ということばは、構造物の供用期間を短縮し、また補修や管理に高い費用を要する一つの限界と定義できる。使用不能という状態は、他の状態に比べて構造物の寿命中において見過ごされることが多い。たとえば、コンクリートのヒビワレは鉄筋の腐食や欠け落ちにまでは至らなくても、その寿命中には発生すると思われる。一方、合成ゲタの床版にヒビワレが発生すれば断面特性の減少につながると考えられる。またアスファルトが鋼床版と一体となって挙動すると考えている場合には、アスファルトのはがれを防ぐためには、鋼床版に生ずるヒズミを制限する必要があるし、また構造物のある種の変形は重大な構造的欠陥に至らなくても、利用者に不安感を与えるものとなる。このように、使用不能の考えのもとに考慮すべき各種の挙動については、必ずしもそれらすべてが同程度に重要で、同程度に避けなければならないものではない。

3. 荷重の特性値と荷重係数

荷重の特性値とは、橋の寿命中(120年)に1回以上これを超えることがないと考えられるような荷重である。荷重が風や温度などの自然現象によるものである場合には、これらに関するデータによって完全に統計的な評価が可能である。材料の重量についても、起こり得るばらつきの量を評価するのに必要な情報も十分にある。しかしながら、道路橋の活荷重については、信頼し得る統計的手法を用いるには適当なデータがない。すなわち、いかなる場合でも車の重量とその挙動は人間の意志や操作によるものであるもので、その生起確率には大きな不正確さが存在している。

一般に使用限界状態に対しては、 γ_L は1.0であるが、活荷重と後死荷重のみは例外で、1.0より大きくしている。これは風荷重や死荷重などの他の荷重と比較して、予知の確かさの程度が異なることを考えたためである。とくに後死荷重は終局限界状態に対しても、この係数は1.75という大きな値としている。しかし管理に特別の注意が払われる場合には、この値を減少させてもよいことになっている。たとえば、長年にわたる橋面補修はこの程度の過載荷重となることが経験からわかっている。このように荷重係数の大きい分は不確かさの分であるということができる。

死荷重に小さい荷重係数を用い、活荷重に大きな荷重係数を用いれば、両方に同じ係数を用いた従来の設計法とは異なり、部材の死荷重と活荷重の比によって設計結果にちがいが生ずる。すなわち死荷重の影響が大きい場合には、新示方書案によると、これまでより軽い設計となる。これは原則的には正しいと考えられるが、従来の

ものとあまり大きい開きができて困るので、新示方書に採用された係数と許容応力度設計で用いられる全体係数とを比較するための試算が行われ、死活荷重比が0.5~1.0の部材に対しては、いずれの方法でもほぼ同じ結果が得られるようになっている。

4. 考慮すべき荷重

道路橋の設計に考慮すべき荷重の種類は次のとおりである。

死荷重*
後死荷重*
風荷重
温度変化の影響
支承の拘束の影響
コンクリートの乾燥収縮とクリープの影響*
架設荷重
不等沈下
その他の特殊荷重(地震の影響、洪水圧、氷圧など)
活荷重(HA 荷重, HB 荷重)
制動荷重
逸心力
車両の横すべり荷重
防護柵への衝突荷重
歩道および自転車道の活荷重

これらの荷重は、持続荷重か変動荷重のいずれかに分類できる。上記のうち*印の付されたものは持続荷重であり、その他は変動荷重である。ただ支点の不等沈下は、これを修正することがよくに規定されていない場合は持続荷重とみなされる。

5. 荷重の組合せ

新示方書案においては、次の2つの荷重の組合せを考慮することが規定されている。

組合せ1: 表-1に示すように持続荷重と活荷重との組合せであって、自動車荷重に関するすべての荷重を含むが、車両の横すべり荷重と防護柵への衝突による荷重は除いている。

組合せ2: 表-2に示すこととすべての持続荷重および変動荷重からなる。

表-1および表-2には「組合せ1」および「組合せ2」のそれぞれの場合について、各荷重ごとの終局限界状態と使用限界状態に対する荷重係数 γ_L の値が記述されている。「組合せ2」では「組合せ1」

表-1 「組合せ1」の場合の荷重係数

荷 重	終局限界状態	使用限界状態
死 荷 重	別注: 1.05または0.95 コブ: 1.15または0.87	1.0
後 死 荷 重	1.75* または0.85	1.2** または1.0
土 圧	1.5 または0.85	1.0
コンクリートの乾燥収縮およびクリープ		1.0
7. 自動車活荷重	HA 荷 重	1.5
	HB 荷重+HA 荷重	1.3
	HA 制動荷重	1.5
	HB 制動荷重	1.3
	逸 心 力	1.5
歩道および自転車道の活荷重		1.5
γ_L 全荷重に対して	1.15	1.0

注) *: 当局が承認を与えた場合には1.2まで減少させてよい。

** : 当局が承認を与えた場合には1.0まで減少させてよい。

表-2 “組合せ2”の荷重係数

	荷 重	終局限界状態	使用限界状態
		鋼材: 1.05または0.95 コンクリート: 1.15または0.87	1.0
風 荷 重	死 荷 重	1.75*または0.85	1.2**または1.0
	土 圧	1.5 または 0.85	1.0
	活 荷 重	1.4	1.0
	温度変化+活荷重の載重	1.25	1.0
	温度変化+活荷重の載重	1.1	1.0
	架 設 時	1.1	—
	温 度 変 化	1.2	1.0
	ローラー	1.5	1.0
	すべり支承	2.0	1.25
	ゴ ム	1.5	1.0
7. 支 承 の 検 査	コンクリート弾性係数	1.2	1.0
	鋼弾性係数	1.1	1.0
	コンクリートの乾燥収縮およびクリープ	—	1.0
	架 設 荷 重	設計に対する影響が過小評価されないように適宜に定める	架設中に構造物に損傷を与えてはならない
	不 等 沈 下	予測値の信頼性の程度と補修を考へて適宜に定める	予測値の信頼性の程度と補修を考へて適宜に定める
	その他の特殊荷重	1.25	1.0
	H A 荷 重	1.25	1.0
	H B 荷重+H A 荷重	1.1	1.0
	H A 部 動 荷 重	1.25	1.0
	H B 部 動 荷 重	1.1	1.0
自動車活荷重	遠 心 力	1.25	1.0
	防護柵への衝突荷重	1.2	1.0
	歩道および自転車道の活荷重	1.5	1.0
	7. 全荷重に対して	1.15	1.0

注) *: 当局が承認を与えた場合には1.2まで減少させてよい。

**: 当局が承認を与えた場合には1.0まで減少させてよい。

1"よりも、同時に多くの荷重の組合せを考へているが、このような変動荷重の同時載荷の頻度は少ないことを考慮して、 γ_L の値を小さくしている。

以下において述べる各荷重の特性値に表-1および2に示した係数 γ_L および γ_F を乗じたものがそれぞれ設計荷重となる。

6. 死 荷 重

死荷重の特性値は、部材の幾何学的寸法および比重を用いて計算し、実際に使用した材料の実重量で換算するものとする。それぞれの荷重の組合せに対する γ_L は表-1および2に示すとおりであるが、鋼材に比べてコンクリートの係数が大きいということは、コンクリートのほうが形状寸法および密度のばらつきが大きいのである。考へている全体の影響に対して、代数的に逆の影響を与える場合には、その部分の死荷重に対する γ_L は終局限界状態に対しては1.0より小さくしている。

7. 後 死 荷 重

後死荷重とは舗装、防護柵、水道管、その他各種架設物などで、これらは橋の寿命中に増加することがあり、しかも増加したままになることが多い。このため死荷重より大きな γ_L としている。後死荷重の特性値が橋梁の寿命中に増加しないことに対して当局が責任をもつ場合には、表-1、2に示したように、後死荷重に対する γ_L は低減させてよい。また考へている全体の影響に対して、代数的に逆の影響を有する場合には、その部分の後死荷重に対する γ_L は終局限界状態に対しては1.0以下、使用限界状態に対しては1.0としている。

盛土材料が橋台などで保持される場合、盛土材料の各特性値を用いて計算される土圧は後死荷重の一種とも考えられるが、不明な点が多いので、終局限界状態に対して比較的大きな γ_L を用いている。

8. 風 荷 重

新示方書案における風荷重は従来の BS 153 とはまったく異なっている。すなわち、橋の各部材に対して設計風速、抗力係数、揚力係数が図および表から簡単に求められるようになっており、これらを用いて風荷重の特性値は次式で計算される。

$$\text{横風荷重の特性値 } P_T = 0.613 V_C^2 \cdot C_D \cdot A_1$$

$$\text{鉛直風荷重の特性値 } P_V = 0.613 V_C^2 \cdot C_L \cdot A_2$$

ここに、 P_T : 横力の特性値 (N*) P_V : 揚力または降力の特性値 (N*) V_C : 風速の特性値 (m/sec) C_D : 抗力係数 C_L : 揚力係数 A_1 : 鉛直面に投影した場合の純暴露面積 (m²) A_2 : 平面図上の純面積 (m²)

風速の特性値 V_C は等風速線図**から求められた地面上10mの位置での再現期間120年の平均時間風速に対象としている部材の地上からの高さおよび水平長に関する係数を、また必要な場合には、深い谷の傾斜による吹き込みの影響に関する係数をそれぞれ乗ずることによって求められる。

抗力係数および揚力係数については、実験結果を基にしてこれらの係数と上部構造の幅員 W とケタ高 D の比の関係を示す図が与えられている。これらの係数は W/D が大きくなるにしたがって小さな値となる。またトラスの場合には充てり率およびトラス間隔の影響を考慮した抗力係数の数表が与えられている。

上記のようにして求めた風荷重は、わが国のように影響線を求め同符号の区間みに作用させるのではなく、橋の全長にわたって作用させることになっている。また P_T は $\pm P_V$ と組み合わせて設計に考慮することになっている。設計風荷重を求めるために、風荷重の特性値に乘ずるべき γ_S としては活荷重無載荷時、活荷重載荷時、温度変化の影響とあわせ考へたとき、および架設時それぞれの場合に対して異なる値が与えられている。使用限界状態に対する1.0と活荷重無載荷時に対する1.4という係数の差は、風荷重は風速の自乗に比例することを考慮すると、風荷重の生起頻度がほぼ10から1に変わるということ、すなわち終局限界状態では、120年に1回生起するような風荷重を考へているということを意味している。

9. 温度変化の影響

温度変化の影響は、多くの橋について2~3年の間、橋梁の温度と気温を同時に測定し、これらの結果にもとづいて定められている。すなわち気温変化の範囲としては、120年再現期間に対応するものを $10' \pm 30'$ 、20年間再現期間に対応するものを $10' \pm 25'$ とし、これらに対応する構造物自体の温度を、構造型式別に表-3のように与えている。また温度変化の影響と風荷重との組合せを考慮する場合には、すべての構造型式に対して温度変化の範囲を $10' \pm 10'$

* Nはニュートンで1kg=9.8Nとなる。以下においては1kg=10Nとして、N単位のをkg単位に換算したものをそれぞれ() ()を付して示すことにした。

** 新示方書案では平坦な地方において120年に1度卓越するような地面上10mの位置における時間平均風速に関して英国全土をカバーした等風速線図が与えられている。等風速線図は26~36m/secまで2m/sec間隔で示されている。

表-3 温度範囲

構造型式の分類	橋梁の平均温度の最高および最低値(℃)						最大温度差(℃) (温度こう配に ついては124-1 参照) 120年再現期間	
	120年再現期間							
	最 高		最 低		最 高		最 低	
	舗装 舗装	非舗装	舗装および 非舗装	舗装 舗装	非舗装	舗装および 非舗装	舗装 舗装	非舗装
1. 鋼桁ゲタ上の鋼床版	58	61	-23	53	56	-18	24	29
2. トラスあるいはプレート ガーダー上の鋼床版	50	52	-22	43	45	-17	20	25
3. 鋼桁ゲタ、トラスある いはプレートガーダー 上のコンクリート床版	46	46	-19	41	41	-14	15	17
4. コンクリート床版およ びコンクリートゲタあ るいはコンクリート箱 ゲタ上のコンクリート 床版	38	38	-12	33	33	-7	18	21

℃としている。温度差による影響を計算する場合の温度差の値および温度こう配の形は、表-3および図-1のように仮定している。表-3および図-1を用いて得られた荷重を温度変化による特性荷重とし、これに表-1および2に示す係数を乗じたものを設計荷重としている。主要構造部材の設計に対しては、表-3の再現期間 120 年に対する値を用いるが、再現期間20年に対する値は、架設中の検討および車道の伸縮継手などの設計に用いる（車道の伸縮継手等の寿命はおおよそ20年と考えている）。

10. 支承の拘束の影響

支間長の変化によって生ずる支承における摩擦その他の拘束によって、橋脚または橋台に作用する荷重の特性値は、すべり支承あるいはローラー支承の場合には死荷重および活荷重に摩擦係数を乗じて求め、ゴム支承および上部構造が橋脚の上端に直接とりつけられている場合には、9に述べた温度変化から直接求めるようになっている。

11. コンクリートの乾燥収縮とクリープの影響

部材が乾燥収縮による長さの変化に対して拘束されている場合にはこれを考慮し、これに対する ϵ_s は表-1, 2に示すように、使用限界状態に対してのみ与えられている。この影響の計算は4幅（コンクリート橋の設計）にしたがって計算し、コンクリートのクリープによる低減効果はこれを考慮に入れてよいことになっている。

12. 架設荷重

橋梁に使用する部材および架設機械などの重量の影響はすべて考慮に入れるものとし、これらの重量は、その作用位置とともに正確に求め、これらの数値に不確かさがある場合には、1.0より十分に大きな γ_s の値（考慮している全体の影響と反対の符号の影響を与える場合には1.0より十分に小さい γ_s の値）をとるよう記されているだけで、他の荷重に対するように、 γ_s の値が明示されていない。

13. 不 等 沈 下

不等沈下の影響についても、これが構造物の全体または一部に影響を与える場合にはこの影響を考慮するものとし、あらかじめ考慮すべき不等沈下量は、損傷が生ずる前にそれを見出し、修復できるか否かを考慮して定めるように書かれているだけで、 γ_s の値は明示されていない。

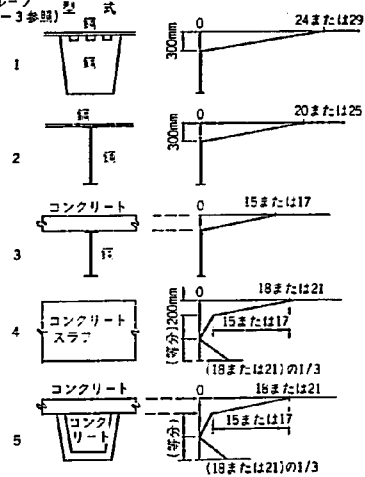
グループ
(表-3参照) 型 式

図-1 温度こう配

14. その他の特殊荷重

この新式方策に規定していない荷重、たとえば地震の影響、洪水圧あるいは氷圧などは、これらが生ずる可能性のある場合にはこれらを考慮し、この場合の γ_s は表-1および2に示すものを用いる。なおこれらの考慮すべき荷重の特性値は、生起確率の一般原則にもとづいて定めるようになった。

15. 活 荷 重

15-1 一 般

道路橋の設計に用いる標準活荷重には、HA 荷重と HB 荷重があり、前者は正常な交通状態を営む一連の列荷重で、後者は異常に大きな車両荷重である。これらの両方の荷重は衝撃を生ずるものとし、各部材は HA 荷重、HB 荷重+HA 荷重のうちのいずれかきびしい影響を与えるものについて設計することになっている。

15-2 HA 荷 重

HA 荷重は次の3つからなっている。

(i) 等分布車線荷重

$$L < 30\text{m} \quad W = 30\text{KN/m} \quad (3\text{t/m})$$

$$L > 30\text{m} \quad W = 151 \times \left(\frac{1}{L}\right)^{0.75} \quad (15.1 \times \left(\frac{1}{L}\right)^{0.75} (\text{t/m}))$$

ただし 9KN/m (900kg/m) 以上とする。

ここに、L: 載荷長すなわち考慮している部材の影響線図の

正または負の部分の長さ (m)

W: 1車線の単位長さ当たりの荷重 (KN/m)

等分布車線荷重とスパンとの関係は図-2に示すとおりである。

(ii) 1車線あたりの線荷重

1車線の全幅にわたって 120KN (12t) の線荷重が等分布荷重とするものとする。

(iii) 輪荷重

直径 300mm の円形接地面積（一辺 265mm の正方形としてもよい）をもつ 100KN (10t) の輪荷重を車道上の任意の位置に作用させ

(*: KN はキロニュートンのことである)

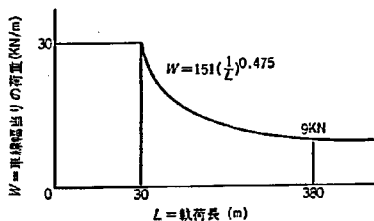


図-2 HA 荷重に対する荷重曲線

る。

HA 荷重の載荷法については当局がとくに指定した場合を除き、考えている部材の影響線の適切な部分の2車線上には HA 荷重をそのまま載荷し、その他の車線上には HA 荷重の1/3を載荷する。1つの上部構造で8車線以上を支持している場合には、3車線上に HA 荷重をそのまま載荷するものとするが、この場合、片側方向の車道部のみからこの3車線を選ばないものとする。

連続ゲタ橋のように、影響線の正または負の部分がいづつかある場合には、個々の載荷部分それぞれの載荷長に対する荷重強度を用いてその部分のみに載荷した場合、またそれぞれ載荷長の部分あるいは総和に対する荷重強度を用いて、その載荷長に相当する範囲内に載荷した場合のいずれかのうちでもっとも影響がきびしいほうをとるものとする。通常の下部構造の上に多層の上部構造がのっている場合には、下部構造の設計には各層に HA 荷重を載荷し、このときの荷重強度は各層の載荷長の合計から求めるものとする。HA 荷重については舗装その他による荷重の分布は考えない。

15-3 IIB 荷重

HB 荷重の特性値は、1台の異常に重い車両を表わすユニット荷重である。図-3は HB 荷重の1ユニットに対する平面図を示しており、HB 荷重を表示するには4つの軸の各々の重量にしかるべきユニット数を乗じて行なう。1ユニットの重量は次のとおりである

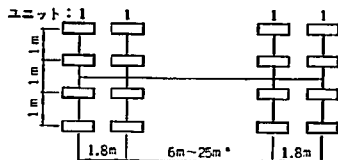
$$1 \text{ ユニット} = 10 \text{ KN/軸} = 2.5 \text{ KN/輪 (11/輪} = 0.25 \text{ t/輪)}$$

軸荷重は1.4N/mm² (0.14kg/mm²) の有効接地圧を仮定し、円形上 (計算の便宜上正方形の接地面積としてもよい) に均等に分布するものと仮定する。

HB 荷重は1車線のみに載荷し、通常はそれが載荷される車線の幅の範囲内で横方向には、もっともきびしくなる位置に置くものとする。HB 荷重が載荷している車線では、HB 荷重の占有する長さとその前後それぞれ25mの区間には HA 荷重は載荷しない。この車線の残りの部分および他の車線には(15-2)にしたがって HA 荷重を載荷する。

表-4 各種支間に対する HA 設計活荷重の比例係数と γ_1 の値 (橋軸方向部材)

比例係数	荷 重 係 数 γ_1								
	支 間 (m)								
	5	7.5	10	12.5	15	17.5	20	25	30
0.05	0.70	0.67	0.64	0.61	0.57	0.51	0.51	0.45	0.42
0.05	0.59	0.56	0.53	0.50	0.47	0.41	0.41	0.37	0.35
0.06	0.54	0.50	0.47	0.44	0.41	0.38	0.35	0.32	0.31
0.07	0.51	0.46	0.43	0.40	0.37	0.35	0.33	0.30	0.28
0.08	0.46	0.43	0.40	0.37	0.35	0.32	0.30	0.28	0.26
0.10	0.42	0.38	0.36	0.34	0.31	0.29	0.27	0.25	0.23
0.12	0.36	0.33	0.31	0.30	0.27	0.25	0.24	0.22	0.20
0.17	0.29	0.27	0.25	0.23	0.22	0.21	0.19	0.18	0.16
0.30	0.18	0.16	0.15	0.14	0.13	0.12	0.12	0.10	0.10



この範囲内で最もきびしい影響をもつようにこの寸法を定めるものとする。

図-3 IIB 荷重

なお HB 荷重が2車線にまたがったときにもっともきびしい影響を与える場合には、2車線にまたがって載荷してもよい。ただしこの場合、HB 荷重がどちらかの車線の幅の4割以上を占有する場合には、その車線の前述した長さにわたる区間には HA 荷重は載荷しないし、またもう一つの車線のその区間には、HA 荷重の1/3を載荷するものとする。

英国におけるすべての道路橋に対して考慮しなければならない HB 荷重のユニットは、最も25 (総重量 100t) とするが、当局の指示にしたがって45 (総重量 180t) まで大きくすることができ、輪荷重は45°の角度で分布すると考えてよい。HA 荷重と HB 荷重とを組み合わせた場合の γ_1 は表-1および2に示すとおり、HA 荷重のみの場合より小さくしている。

16. 疲労に対する検討のための荷重

疲労は非常に多数の繰返しの結果生ずるものであり、自動車交通が自由に流れている通常の交通状態において考慮されるべきものである。したがって、橋梁の寿命中に橋上を通過すると思われる重量車 (乗用車のような軽重量車は無視できる) の数と重量およびそれらの車線上の分布を定めることが必要となる。英国における現在の計画交通量に関する研究によると、設計の目的に対しては、重交通の上り下り車線分離道路では、外側車線で200万台/年、そのとなりの車線で100万台/年を考えればよく、それらのうち30万台は、両方の車線に同時に考慮するのがよいといわれている。上り下り車線が分離していない道路では、これらの1/2の値でよい。支間が30m以下では1車線上に重量車が同時に載る場合を無視してよい。交通状態の観測および車両製造基準をもとにしていろいろな総重量、軸重、軸間距離を有する自動車の割合を与えるスペクトルが作成され、これらをもとにして疲労荷重が定められている。

疲労に対する検討を行なう場合の死荷重および後死荷重の特性値は、前述の5、7に示したものとし、活荷重の特性値は次の2種類

表-5 HB 設計活荷重の比例係数および45ユニットまでの HB 荷重に適用される γ_1 の値 (橋軸方向部材)

比例係数	γ_1	45ユニットより小さい HB 荷重の特性値
0.007	1.0	37½ユニットまでは左記の値を考慮しない。
0.016	0.8	25ユニットまでは左記の値を考慮しない。
0.017	0.6	
0.150	0.4	
0.780	0.2	

表-6 HA 設計活荷重の比例係数と γ_s の値 (橋軸直角方向部材)

比例係数	γ_s
0.02	0.66
0.03	0.58
0.05	0.51
0.05	0.44
0.06	0.37
0.14	0.29
0.20	0.22
0.22	0.15
0.23	0.07

表-7 HB 設計活荷重の比例係数と45=ユニットまでの HB 荷重に適用される γ_s の値 (橋軸直角方向部材)

比例係数	γ_s	45ユニットより小さいHB荷重の特性値
0.03	0.71	37.5ユニットまでは左記の値を考慮しない
0.03	0.67	25ユニットまでは左記の値を考慮しない
0.04	0.62	25ユニットより小さいHB荷重を橋梁にまれに使用する場合には、比例係数は適当に低減してよい。
0.07	0.57	
0.08	0.52	
0.09	0.48	
0.12	0.43	
0.19	0.38	
0.35	0.33	

表-8 各車線の橋梁に作用する設計活荷重の年間生起頻度

状 態	橋 軸 方 向 部 材			橋 軸 直 角 方 向 部 材		
	2車線の橋梁・3車線の橋梁・4車線以上の橋梁	2車線の橋梁・3車線の橋梁・4車線以上の橋梁	2車線の橋梁・3車線の橋梁・4車線以上の橋梁	2車線の橋梁・3車線の橋梁・4車線以上の橋梁	2車線の橋梁・3車線の橋梁・4車線以上の橋梁	2車線の橋梁・3車線の橋梁・4車線以上の橋梁
外側車線にHA荷重	0.85×10^4	0.85×10^4	1.7×10^4	2.4×10^4	2.4×10^4	4.8×10^4
外側車線と内側車線にHA荷重	—	0.35×10^4	0.7×10^4	—	1.1×10^4	2.2×10^4
外側車線とその内側車線にHA荷重が同時被荷	0.15×10^4	0.15×10^4	0.3×10^4	0.2×10^4	0.2×10^4	0.4×10^4
外側車線にのみHB荷重	0.0045×10^4	0.0045×10^4	0.0045×10^4	0.009×10^4	0.009×10^4	0.009×10^4

* 上り方向と下り方向の車道を別々の橋でさききっている道路ではこれら2つの橋で4車線以上を支持しているものと考えて頻度をとりあつかう。

とする。

(1) 1車線にのみ被荷した HA 荷重の特性値

(2) 1台の45=ユニットの HB 荷重の特性値

疲労設計活荷重は、このような活荷重の特性値に下記の表に示す様々な荷重係数 γ_s を乗じた一連の荷重からなる。

(1) 橋軸直角方向部材を設計するとき

HA 荷重に対して 表-4
HB 荷重に対して 表-5

(2) 橋軸直角方向部材を設計するとき

HA 荷重に対して 表-6
HB 荷重に対して 表-7

HA 疲労設計活荷重は、橋の上り方向と下り方向の各車道上の外側車線と、そのとなりの車線にそれぞれ分けて被荷するものとする。上り方向および下り方向の各車道の外側車線、およびそのとなりの車線上の HA 疲労設計活荷重の年間被荷頻度、およびこれら2車線上への同時被荷の年間頻度は表-4または表-6の比例係数と、表-8の年間生起頻度との積とする。

HB 疲労設計活荷重は、上りおよび下り方向の各車道の外側車線の中心線に関して対称となるように被荷するものとする。この HB 疲労設計活荷重の年間被荷頻度は表-5または表-7の比例係数と、表-8の年間生起頻度との積とする。

生起頻度の総数は年間生起頻度と橋梁の寿命との積とするが、この寿命は永久構造物と考える橋については、一般に120年をとるものとする。

連続した橋軸直角方向部材の正のモーメントに対しては、設計活荷重は考えている空間にのみ被荷し、他の空間には被荷しない。連続した橋軸直角方向部材の負のモーメントに対しては、次の2つの被荷状態について検討を行なうようになっている。①対象としている支点の両どりの支間の一方のみに、その支間の被荷長に対する設計活荷重を被荷しもう一方の支間には被荷しない場合、および支間を逆にして同様のことを行なった場合で、それぞれの支間の設計活荷重の生起頻度は上述の方法によって求めた値とする。②対象としている支点の両どりの支間に、同時にそれらの支間長の合計を被荷長として設計活荷重を被荷した場合で、この場合の設計活荷重の生起頻

度は上述した方法によって求めた値に0.15を乗じたものとする。なおこの設計活荷重が低速車線(外側車線)と、そのとなりの車線(内側車線)に同時に被荷する状態は考えないものとする。

17. 制 動 荷 重

車両の加速または制動によって生ずる橋軸方向の荷重の特性値は次の2つのうちのきびしいほうとする。

(1) HA 荷重について

$$8\text{KN/m} \times L + 200\text{KN} \quad (0.8t/\text{m} \times L + 20t)$$

ただし、最大は700KN(70t)とし、Lは被荷長(m)である。

この力は HA 荷重をそのままの大ききで被荷した車線のうちの1車線のみにおいて $3\text{m} \times L$ という面積上に作用するものとする。

(2) HB 荷重について

設計に用いた HB 荷重の特性値の合計の25%を、HB 車両の1.8m間隔の2軸中の8輪に均等に作用させる。

制動荷重は遠心力または車両の横すべりによる荷重とは組み合わせない。荷重係数の値は表-1、2のとおりである。

18. 遠 心 力

遠心力Fの特性値は次式で与えられる。

$$F = \frac{20000}{r+150} \text{ KN} \quad \left(F = \frac{3000}{r+150} t \right)$$

ここに、r: 車線の曲率半径

この式で与えられる遠心力Fは、2車線のそれぞれの車線の中央において50mおきに曲線の法線方向に作用するものとする。遠心力Fの各作用点において被荷長5m上に分布する300KN(30t)の鉛直荷重との組合せで考慮するものとし、これ以外の鉛直荷重との組合せおよび車両の横すべりによる荷重との組合せは考えないものとする。

19. 車両の横すべりによる荷重

横すべり荷重の特性値は250KN(25t)で、この荷重は1車線のみに曲線の法線方向に作用するものとする。この荷重はまた車線上

5 mに分布する 300KN (30t) の鉛直荷重との組合せで考慮する。

20. 防護柵への自動車衝突荷重

防護柵がとりつけられている構造部材を設計するための衝突荷重による軸力、モーメントまたはせん断力の特性値は、防護柵と部材との連結位置で防護柵を崩壊させるのに必要な軸力、モーメントまたはせん断力とする。これらの力は防護柵と部材との連結位置において作用するものとする。衝突点近傍における鉛直荷重の特性値は、もっともきびしい影響を与えるような位置におかれた25ユニットのHB荷重の4輪とするが、鉛直荷重の作用によって衝突荷重の影響が減少する場合には、鉛直荷重は考えない。車道を支持する主部材に対して衝突荷重の影響を考慮するときには、車道の鉛直活荷重としては、1車線にHA荷重を、他の車線には1/3HA荷重を用いるものとする。

21. 歩道および自転車道の活荷重

歩道および自転車道のみを支持する部材に対する活荷重の特性値は次のとおりである。

$$\left. \begin{array}{ll} L < 30\text{m} \text{ のとき} & 5.0\text{KN/m}^2 \text{ (500kg/m}^2\text{) の等分布荷重} \\ L > 30\text{m} \text{ のとき} & P \times 5.0\text{KN/m}^2 \text{ の等分布荷重} \end{array} \right\} \text{ (A)}$$

ここに、 L : 載荷長

$$P = \frac{W}{30} \quad (W \text{ は15-2に述べた等分布HA活荷重の特性値である})$$

一方、歩道および自転車道荷重と同時に車道部の荷重を支持する部材に対する歩道および自転車道の活荷重の特性値は次のいずれかとする。

i) 上記の式(A)に0.8を乗じたものとする。歩道(または歩道と自転車道)の幅員が2mを超える場合には、2mを超えた0~1mの分に対しては15%、2mを超えた1~2mの分については30%、荷重強度を低減してよいことになっている。なお4mを超え

る幅員についてはこれ以上の低減は行わない。しかしながら、2車線以上の車道荷重と歩道および自転車道荷重を支持する主構造部材に対しては、歩道部の荷重として上記の式(A)に0.5を乗じたものを、また自転車道の荷重として式(A)に0.2を乗じたものを用いてよい。

ii) 歩・車道の境界に防護柵がない場合には15-3に述べた25ユニットのHB荷重のいずれかの4輪の組合せのもっともきびしいものを考えるものとする。この荷重の影響を考慮する場合には、車道部の活荷重は、1車線上のHA荷重と残りの車線上の1/3HA荷重とからなるものとする。

22. おわりに

限界状態の考え方をもとにした橋梁の荷重に関する英国の示方書案においては、上述したように荷重の特性値のばらつきおよび同時載荷の頻度を考慮して、それぞれの荷重ごとにきめこまかく荷重係数が与えられている。この示方書案を適用すると、おそらく設計の作業量は増えると思われる。しかしながら、その根拠にある基本的な考え方は、従来のもよりはるかに合理的であるということは疑う余地のないところである。本解説が荷重係数設計法という新しい設計手法を理解するうえでの一助になれば幸いである。

(参考文献)

- 1) British Standards Institution; Steel Girder Bridges, BSI 1934, BS 153
- 2) British Standards Institution; The Design and Specification for Steel, Concrete and Composite Bridges
- 3) AASHTO; Standard Specifications for Highway Bridges, 1973
- 4) 国広哲男、藤原稔; 米国における鋼道路橋荷重係数設計に関する示方書、道路 1974年3月
- 5) British Standards Institution; Draft Code for Part 2: Loads, BS Draft Code, 72/13234 DC

英国橋梁示方書コンクリート橋設計
基準案(1973年版)訳

土研資料第1001号
昭50年2月(1975)

キーワード 橋梁示方書, 限界状態設計

要旨 本資料は英国橋梁設計示方書のコンクリート橋基準 (The Design and Specification for Steel Concrete and Composite Bridges, Part 4. The Design of Concrete Bridges)の案(BS Draft Code, 73/1084 DC)を全訳したものである。同基準はコンクリート橋の設計法に本格的に限界状態設計法を導入した世界で最初のものである。



郵便はがき

十円切手を
はって下さ

2 8 0 - □ □

建設省土木研究所
橋梁研究室 御中

千葉県千葉市穴川
四丁目十二番五二号

No. 40

No. 40

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第1001号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印