

土木構造物の耐震設計指針(案)

1965・10

社団法人 土 木 学 会

序

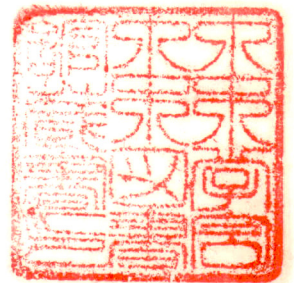
土木学会は、日本国有鉄道の要望により耐震構造設計研究委員会を設置し、昭和34年度から昭和36年度までは沼田政矩氏、昭和37年度から昭和39年度までは岡本舜三氏を委員長として土木構造物の耐震設計に関する研究を続けてきた。

本指針(案)はその昭和39年度報告書として日本国有鉄道に報告したもので、未だ未解決な問題も多く含んではいるけれども、詳細にわたってこれの講習を行うことは斯学の発展に寄与するもの大であると信じ、日本国有鉄道の了承を得て会員諸氏に広く公表するものである。

昭和40年10月

社団法人 土 木 学 会
会 長 岡 部 三 郎

登 録	昭和 40 年 7 月 18 日
番 号	第 7720 号
社 団 法 人	土 木 学 会
附 属	土 木 図 書 館



は し が き

本研究は日本国有鉄道より研究依頼をうけ 日本鉄道技術協会技術部会の協議にもとずき、土木学会に耐震構造設計研究委員会を設けて審議したものである。

この結果、次の成案を得たのでここに報告する。

昭和30年 日本国有鉄道無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート土木構造物の設計基準(案)第19条に耐震設計法が定められ、現在まで日本国有鉄道の耐震設計に関しての示方書に準じたものであった。

最近、1956年に世界地震工学会議が開催され、以後1960年に日本、1965年にニュージーランドにおいてそれぞれ同会議が継続して開かれ 耐震工学は著しく進歩発達した。

構造材料の進歩改善と構造設計法に関する永年にわたる調査研究により、現在の土木構造物の設計基準(案)は設計震度が構造物の種類、地盤等を考慮して過大と思われるものを含んでいること、定義にやや明確さを欠くこともあり新しい基準の作成が企画され、昭和34年に土木構造物の合理的な耐震設計を行うための“土木構造物耐震設計指針”を作成する目的をもって本委員会が設置され、その後6カ年の調査研究を経て本指針(案)が完成された。したがって、本指針(案)は前記無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート土木構造物の設計基準(案)に代るべきものとして一般土木構造物の耐震設計に用いられるべきものとする。

本年度の本委員会の研究経緯の大略を述べると、本指針(案)の各論の検討ならびに調査結果(地震動の継続観測)をもとにしての指針(案)の完成と云うことになるが、昭和30年の土木構造物の設計基準(案)と比較すると 地盤の影響、構造物の重要度による影響を強く考え 地域別の震度はあまり差がないようにしたこと、構造物の地震時応答の研究結果にもとずき構造物の高さに対する震度の割増しの考え方を採用していること等がある。

一般構造物は震度法で耐震計算を行うことを原則とするが、高い橋脚、長いスパンの橋りょうは動的解析で震度法による断面寸法を検討した。

本指針(案)では過去の震害例とその解析および耐震工学の研究のなかで、

設計法として一般に取入れられるべきものは極力総論に規定したが、構造の細部あるいはその構造物特有の震害、耐震性等については各構造別に規定せざるを得なかったので各論に述べた。

各論における諸事項は計算法にはとり入れにくい耐震設計上重要な注意事項を細部にわたって規定し、解説した点に意義がある。したがって、その根底に流れる思想は小細工の免震構造的なものでなく、全体として構造各部が互いに協力して破壊的震害をこうむらないようにしようとする考え方でとりまとめられている。

本指針（案）は現時点において考えられる土木構造物の耐震設計につきあらゆる角度から調査研究を行い、その6カ年間の研究結果の集大成としてとりまとめられたものではあるが、この種問題は今なお多くの未解決なものを含んでおり、特に土および基礎関係についてはその問題点が多く、更に深く検討を要するものと思われる。また一方、現在も荒川橋りょう地点、馬入川橋りょう地点および利根川橋りょう地点において、それぞれ地震観測が継続されており、これらのデータとその解析により本報告書に述べる耐震設計指針（案）を更に今一度再検討しよりよい指針として行きたい。

最後に本報告書作成のために御協力いただいた委員、幹事各位の御労苦に対し感謝すると同時に深く敬意を表する次第である。

昭和40年3月

土木学会耐震構造設計研究委員会

委員長 岡 本 舜 三

目 次

土木構造物の耐震設計指針（案）

第1編 総 論	1
第1章 総 則	1
第1条 適用範囲	
第2条 耐震設計の原則	
第2章 設 計 震 度	2
第3条 設 計 震 度	
第3章 構造物に作用する地震力	5
第4条 構造物に作用する地震力	
第5条 地震時土圧	
第6条 地震時水圧	
第4章 構造物の安定	17
第7条 一般的事項	
第8条 滑動に対する安定	
第9条 転倒に対する安定	
第10条 支持に対する安定	
第11条 円形すべりに対する検討	
第5章 構造部材の応力，許容応力と安全度	24
第12条 一般的事項	
第13条 荷重の組合せ	
第14条 鉄筋コンクリート	
第15条 プレストレスト コンクリート	
第16条 無筋コンクリート	
第17条 鋼 材	

第2編 各 論	29
第1章 基 礎 工	29
第1条 基 礎 工	
第2章 橋台および橋脚	37
第2条 地震力の作用方向	
第3条 橋台，橋脚に作用する地震力	
第4条 橋台，橋脚の位置の選定および根入れ	
第5条 橋 台	
第6条 橋 脚	
第7条 細 目	
第3章 ラーメンおよびアーチ	44
第8条 一般事項	
第9条 ラーメンの構造形式	
第10条 ラーメンにおける荷重の組合せ	
第11条 ラーメンにおける荷重の取りあつかい方	
第12条 部材の断面寸法	
第13条 隅角部付近の補強	
第14条 アーチの構造形式	
第15条 アーチにおける荷重の組合せ	
第16条 アーチにおける地震時の応力	
第17条 アーチにおける基礎の大きさ	
第4章 コンクリートけたおよび支承	52
第18条 けたの落下防止	
第19条 支承に作用する地震力	
第5章 鋼構造物	56
第20条 一 般	
第21条 構造物の重量および剛度	
第22条 構造形式の選定	
第23条 けたの落下防止	
第24条 地震水平力の集中と分散	

第25条	上部構造および下部構造の強度と固定度	
第26条	安定の検討	
第27条	脱線防護	
第6章	カルバート	65
第28条	カルバートの構造	
第29条	カルバートがうける土圧	
第30条	地震の影響	
第7章	よう壁および土留壁	68
第31条	よう壁形式の選定	
第32条	基 礎	
第33条	よう壁のく体	
第34条	根 入 れ	
第35条	裏込め材料および排水	
第36条	土 留 壁	
第8章	盛 土	75
第37条	盛 土	

第 1 編 総 論

第 1 章 総 則

第 1 条 適 用 範 囲

本指針は 土木構造物の耐震設計に適用するのを原則とする。

〔解説〕 本指針は 日本国有鉄道無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート土木構造物の設計基準（案）にかわるべきものとして一般土木構造物の耐震設計に適用されるものである。

第 1 編の総論は耐震設計計算法について述べ 第 2 編の各論は耐震設計上注意すべき細部の諸事項を述べた。すべての土木構造物は、第 2 編の各論に述べてある諸注意事項が十分に守られていなければならない。第 2 編の注意事項を前提にして 第 1 編の設計震度の値、許容応力値等が決定されている点は十分理解して本指針を利用すべきで、この前提が満足されていなくては本指針は全く不合理性の満ちたものになる。

第 2 条 耐震設計の原則

- (1) 耐震設計は 合理的 かつ経済的でなければならないが、このためには構造物がよい材料を用いて よい施工管理の下に建設されなければならない。
- (2) よい耐震設計には、各論に述べる注意事項は不可欠のものである。

〔解説〕 (1) について すべての構造物は経済的に設計されるべきは云うまでもないが、特に耐震設計においては 地盤の条件、構造物の動的性質、建設されるべき地点の地震特性等が密接に工費に関連があるので、構造物の形式のみでなく総合的見地から 構造物の設計がなされるべきである。

特に 構造材料の良否は、その耐震性に重大な影響を与えることは過去の震害例から（たとえば、無筋コンクリート構造物の施工目地での切断等）均一な また十分な強度をもつ構造材料ですべての構造物が造られることは耐震設計上の原則である。極端な云い方をすれば、よく設計されよく施工された構造物は激震にも十分な抵抗力を示し このことは大きい地震力で設計するより以上に重要なことである。

また、耐震設計は構造物の細部にも十分な注意が払われ、たがいに耐震性にひどく差のつかないように設計すべきである。たとえて云えば、橋の設計の際に 上部構造、支承、下部構造および地盤強度のいずれか一つにも弱点のないように配慮して設計すべきである。このためには 第2編の各論を十分活用すべきである。

(2) について 過去の震害例とその解析および耐震工学の研究のなかで 設計法として一般に取入れられるべきものは極力総論に規定したが、構造の細部、あるいはその構造物特有の震害、耐震性等については 各構造別に規定せざるを得なかったが、各論の意義はさらに進んで 計算法には取入れ難いが 耐震設計上は重要な注意事項を細部にわたって規定し、解説した点にある。したがって、その根底に流れる思想は 小細工の免震構造的なものではなく 全体として構造各部が互いに協力して破壊的震害をこうむらないようにしようと云う考え方である。

第2章 設計震度

第3条 設計震度

- (1) 土木構造物の耐震設計は 震度法によることを原則とする。
- (2) 水平震度は 地域別、地盤別、重要度別を考慮して 次のごとく定める。

水平震度 = 地域別震度 × 地盤種別係数 × 重要度係数

鉛直震度を考える場合は その値は水平震度の $\frac{1}{2}$ とする。

震度は 小数点以下2けたとし、2けためは2捨3入する。

(a) 地域別震度は表一1のごとくとする。

表 一 1

A	北海道	根室，釧路，十勝	0.2
	関東	千葉，埼玉，東京，神奈川	
	中部	山梨，長野，静岡，愛知，岐阜	
	近畿	滋賀，京都，兵庫，三重，奈良，大阪，和歌山	
B	その他の地域		0.15

また、耐震設計は構造物の細部にも十分な注意が払われ、たがいに耐震性にひどく差のつかないように設計すべきである。たとえて云えば、橋の設計の際に 上部構造、支承、下部構造および地盤強度のいずれか一つにも弱点のないように配慮して設計すべきである。このためには 第2編の各論を十分活用すべきである。

(2) について 過去の震害例とその解析および耐震工学の研究のなかで 設計法として一般に取入れられるべきものは極力総論に規定したが、構造の細部、あるいはその構造物特有の震害、耐震性等については 各構造別に規定せざるを得なかったが、各論の意義はさらに進んで 計算法には取入れ難いが 耐震設計上は重要な注意事項を細部にわたって規定し、解説した点にある。したがって、その根底に流れる思想は 小細工の免震構造的なものではなく 全体として構造各部が互いに協力して破壊的震害をこうむらないようにしようと云う考え方である。

第2章 設計震度

第3条 設計震度

- (1) 土木構造物の耐震設計は 震度法によることを原則とする。
- (2) 水平震度は 地域別、地盤別、重要度別を考慮して 次のごとく定める。

水平震度 = 地域別震度 × 地盤種別係数 × 重要度係数

鉛直震度を考える場合は その値は水平震度の $\frac{1}{2}$ とする。

震度は 小数点以下2けたとし、2けためは2捨3入する。

(a) 地域別震度は表一1のごとくとする。

表 一 1

A	北海道	根室，釧路，十勝	0.2
	関東	千葉，埼玉，東京，神奈川	
	中部	山梨，長野，静岡，愛知，岐阜	
	近畿	滋賀，京都，兵庫，三重，奈良，大阪，和歌山	
B	その他の地域		0.15

(b) 地盤別係数は表一 2 のごとくとする。

表 一 2

地盤種別	第 1 種地盤	第 2 種地盤	第 3 種地盤	第 4 種地盤
係 数	0.8	0.9	1.0	1.2

地盤種別は沖積層，洪積層の厚さ，その他を考慮して表一 3 のごとく定める。

表 一 3

沖積層の厚さ	砂レキ (扇状地)	砂，粘土 (一般の沖積層)	軟 弱 地 盤	
			N = 2 ~ 5	N < 2
2 m 以下	第 1 種	第 1 種	第 2 種	第 2 種
2 ~ 10 m	第 2 種	第 2 種	第 3 種	第 4 種
10 ~ 25 m	第 2 種	第 3 種	第 4 種	第 4 種
25 m 以上	第 3 種	第 4 種	第 4 種	第 4 種

洪積層の厚さ	種 別
10 m 以下	第 1 種
10 m 以上	第 2 種

(c) 重要度係数は表一 4 のごとくとする。

表 一 4

重 要 度	I	II	III	IV
係 数	1.2	1	0.8	0.6

(5) 高さに対する震度の割増し

地中および地上 10 m までに作用させる震度は 先に述べたとおり 地上 10 m 以上の部分に対しては 高さ 1 m を増すごとに震度を 1 % 増加させる。

〔解説〕 (1) について 構造物が地震をうけると振動的な運動をする。したがって、現実に忠実に設計するためには 動的解析を行なうべきである。しかし、われわれの取りあつかう構造物は多種多様であり 現状ではそれらのすべてについて動的解析の方法が確立されているわけではない。

そこで 従来の方法にならない その簡単さのために震度法で静的に耐震設計をすることを原則とした。これは動的解析が不要であるとの結論が得られたわけではなく、あくまで便宜的なものである。したがって、動的解析が可能なものについては なるべく動的解析を行なうべきであり、明らかに震度法の適用が不合理だと思われるものについては 動的解析を行なうべきである。

なお、ここで云う震度とは構造物の振動加速度と重力の加速度との比であって 地盤の振動加速度と重力の加速度との比でないことに注意すべきである。

(2) について 地震動の大きさは 地域により また、地盤の良否によって変化するものである。そこで標準地盤に対する地盤別の震度を定め 地盤の良否によって これを増減する方法をとった。

また、重要線区にある構造物と閑散線区にある構造物とに同じ耐震強度をもたせることは わが国の国情から見て不経済である。そこで問題としている線区の重要度に応じて震度を増減することにした。このようにして得られる水平震度の値は端数がつくが こまかい数値で示されるほどの精度と意味はないので 小数点以下2けたとし、2けためは2捨3入することにした。すなわち、最終的な水平震度は 0.10, 0.15, 0.20, 0.25, 0.30であらわされるものとなる。

(a) について 標準地盤上にある2級線では 道路、港湾等の交通機関の構造物と同程度の耐震強度をもたせることを原則にして 地域別震度を決めた。

A, Bの区別は 河角博士の最高震度期待値の図を参考にした。

75年に来襲の可能性のある地震の最高震度期待値の図では150galの線、200年に来襲の可能性のある地震の最高震度期待値の図では500galの線がA, Bの境界になっている。河角博士の図面の中には 500gal, 1000galと云う値も出ているが これは地動の加速度である。前にも述べたごとく、地動の加速度と構造物の振動加速度とは別のものである。また、弾性領域で150gal~200gal程度の地動に耐えられるように設計した構造物は 塑性領域におけるエネルギー吸収を考慮すれば ある程度の大地震にも耐えられるものと思われる。ただし、この論議は構造物が塑性領域でかなり抵抗すると云うことを前提としているので 各論で述べる注意事項にそつて設計施工をしなければならない。

(b) について 地盤の良否により、地動に差のあることは多くの学者の指摘するところである。

表一は 沖積層、洪積層の下には第3紀層またはそれ以前の古期岩層、あるいは堅固な火成岩が存在するものとして作つてある。したがって、沖積層の下に10m以上の厚さの洪積層が伏在するときは 地盤種別を一段階弱い方に下げるべきであろう。

(c) について 国鉄のすべての線区に対して同一の耐震強度をもたせることは 経済的見地からすると必ずしも妥当ではない。

そこで、2級線に対して他の交通機関と同じ程度の耐震強度をもたせ 線路の重要度に応じてこれを増減する方法をとった。係数は防災強度を参照して定めてある。幹線の構造物の内でも 特に重要なもの たとえば、これが破壊することによってその線区に致命的な被害をもたらす構造物で応急に要する日数がほぼ1級線で3日2級線で7日以上のものについては 上記の係数を1.4まで増した方がよい。

以上により、たとえば東京地区(地域別震度0.2)で 沖積層の厚さが20mの軟弱地盤(地盤種別係数1.2)に重要な構造物(重要度係数1.2)をつくる場合の水平震度は $K = 0.2 \times 1.2 \times 1.2 = 0.288 \div 0.30$ となる。

(3) について 地盤上に作られた構造物は ロッキング振動と水平振動をする。したがって、地盤より高いところにあるものほど振動変位は大きくなる。加速度は変位に比例するから 震度分布も上記のように分布させるのが妥当である。1mごとに1%増加する分布は 設計計算を複雑にする可能性があるので 適当な間隔(たとえば5m位)に区切って段階的に増加させてやってもよい。

第3章 構造物に作用する地震力

第4条 構造物に作用する地震力

一般には 設計震度に自重を乗じたものを地震力とする。

ただし、特に長径間橋りよう、高い橋脚等のごとく フレキシブルな構造物については震度法によらず 動的解析を行なうべきである。

〔解説〕 第2章で述べた設計震度に自重を乗じて地震力とする震度法は 計算を簡単にする便法であって 実際に構造物に作用する地震力とは異なるものである。したがって、固有振動周期の長いフレキシブルな構造物については別の考慮(動的解析)が必要である。

フレキシブルな構造物と剛な構造物とを区別することは 地盤とも関係して なかなか決めにくいものであるが、たとえば、固有振動周期が0.6秒より長いものをフレキシブルな構造物とするのも一方法である。ハウスナー(Housner)の平均速度応答スペクトル(図1-3-3)でも0.6

(c) について 国鉄のすべての線区に対して同一の耐震強度をもたせることは 経済的見地からすると必ずしも妥当ではない。

そこで、2級線に対して他の交通機関と同じ程度の耐震強度をもたせ 線路の重要度に応じてこれを増減する方法をとった。係数は防災強度を参照して定めてある。幹線の構造物の内でも 特に重要なもの たとえば、これが破壊することによってその線区に致命的な被害をもたらす構造物で応急に要する日数がほぼ1級線で3日2級線で7日以上のものについては 上記の係数を1.4まで増した方がよい。

以上により、たとえば東京地区(地域別震度0.2)で 沖積層の厚さが20mの軟弱地盤(地盤種別係数1.2)に重要な構造物(重要度係数1.2)をつくる場合の水平震度は $K = 0.2 \times 1.2 \times 1.2 = 0.288 \div 0.30$ となる。

(3) について 地盤上に作られた構造物は ロッキング振動と水平振動をする。したがって、地盤より高いところにあるものほど振動変位は大きくなる。加速度は変位に比例するから 震度分布も上記のように分布させるのが妥当である。1mごとに1%増加する分布は 設計計算を複雑にする可能性があるので 適当な間隔(たとえば5m位)に区切って段階的に増加させてやってもよい。

第3章 構造物に作用する地震力

第4条 構造物に作用する地震力

一般には 設計震度に自重を乗じたものを地震力とする。

ただし、特に長径間橋りよう、高い橋脚等のごとく フレキシブルな構造物については震度法によらず 動的解析を行なうべきである。

〔解説〕 第2章で述べた設計震度に自重を乗じて地震力とする震度法は 計算を簡単にする便法であって 実際に構造物に作用する地震力とは異なるものである。したがって、固有振動周期の長いフレキシブルな構造物については別の考慮(動的解析)が必要である。

フレキシブルな構造物と剛な構造物とを区別することは 地盤とも関係して なかなか決めにくいものであるが、たとえば、固有振動周期が0.6秒より長いものをフレキシブルな構造物とするのも一方法である。ハウスナー(Housner)の平均速度応答スペクトル(図1-3-3)でも0.6

秒付近を境にして曲線の勾配が異なっている。実測によると横黒線鷺の巣川橋りょう(2.4m + 4.4m + 2.4mの三径間連続PCげた、橋脚の長さ3.1m)の左右動の固有周期は、0.55秒、奥羽線松川橋りょう(3.15mのプレートガーダー、橋脚の長さ3.5m)の橋脚の固有周期は0.5秒であった。したがって、これよりひとまわり大きな構造物あるいは同程度でも悪い地盤につくられた構造物については動的解析が必要である。

鷺の巣川橋りょう

左	右	一次	1.81 ~ 1.86	cps (約0.55 Sec)
		二次	3.68 ~ 3.83	cps (約0.27 Sec)

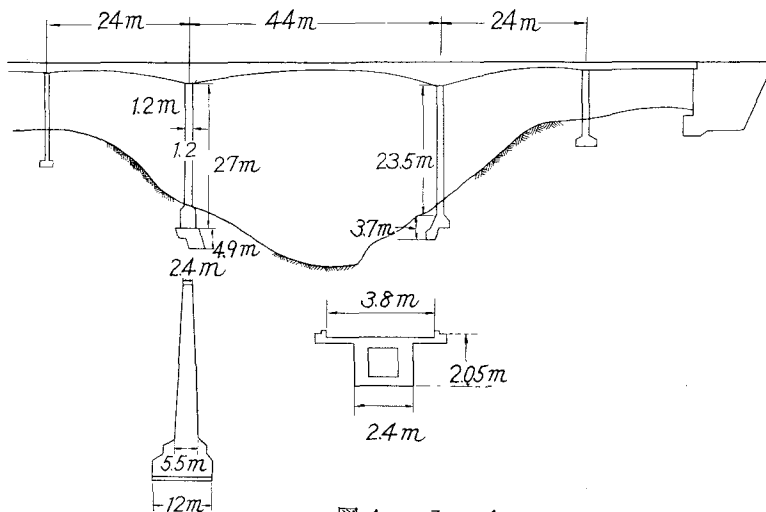


図 1 - 3 - 1

動的解析法にもいろいろの方法がありそれぞれ一長一短を持っている。次にその一、二の方法を紹介する。

第一に考えられる方法は、次に示す振動の微分方程式を直接数値積分するものである。

$$\frac{d^2 x}{dt^2} + \frac{4\pi}{T} n \frac{dx}{dt} + \frac{4\pi^2}{T^2} x = -\ddot{a} \dots\dots\dots (a)$$

ただし、x=地盤と構造物の相対変位、T=構造物の固有周期、n=構造物の減衰常数、 \ddot{a} =地震の加速度

この場合入力となる地震の加速度の波形をどうとるかが問題である。一般に米国でとられたエルセントロ(EI Centro)の強震記録が用いられているが、地質構造の異なったところで得られ

廻戸川橋りょう

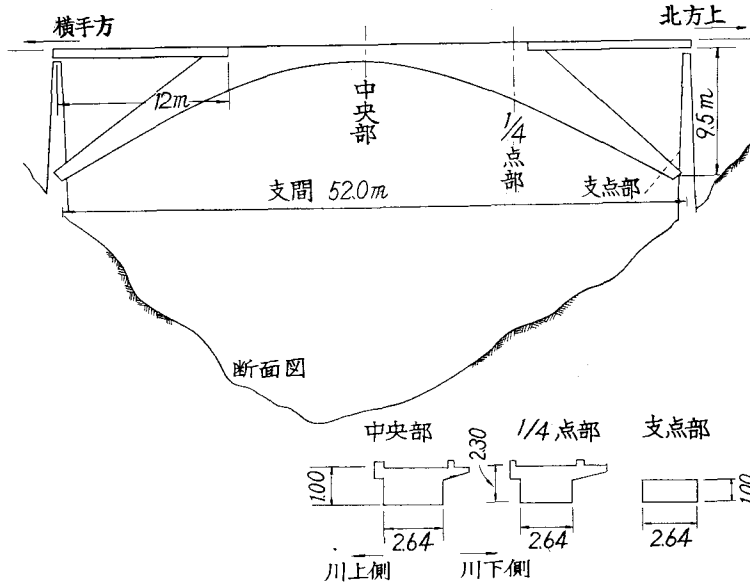


図 1 - 3 - 2

た地震波形を用いることには疑問がある。わが国で得られた代表的な強震記録があればよいのであるが、これがない現在では 中震程度の記録を拡大するなり 人工によってモデルの地震波を創造するなりしなければならない。また、小さきみの時間間隔で数値積分をすることは 一自由度系の場合でもかなり厄介な事である。さらに多自由度系となり微分方程式の数が増えた場合にはなおさらのことである。したがって、計算は電子計算機にたよらざるを得ない。

以上の方法と対照的なものとして速度応答スペクトルを利用する方法がある。ハウスナー (Housner) は米国で得られた数個の 100 gal 程度の地震波を入力として(a)式を数値積分し、得られた結果の最大値を速度の単位で図化して 平均速度応答スペクトル (図 1-3-3) を作成した。構造物の固有振動周期と減衰常数がわかれば 構造物の応答速度の最大値 S_v が得られる。たとえば、 $T=1$ 秒、 $n=2\%$ の構造物があったとすると図 1-3-3 より $S_v = 0.75 \text{ ft/Sec}$ となる。これを地震力に換算するには構造物の質量 W/g および $2\pi/T$ をかけて

$$F_s = \frac{\bar{W}}{g} \frac{2\pi}{T} S_v \dots\dots(b)$$

表 1-3-1 地震力計算のための倍率

地震名	発生年月日	最大加速度	倍率
エルセントロ	1940年 3月 18日	330 gal	2.7
エルセントロ	1940 12 30	260	1.9
オリンピア	1949 4 13	310	1.9
タクト	1952 6 21	180	1.6
バーノン	1933 3 10	190	1.5

とすればよい。
 上記の F_s は
 100gal 程度
 の地震に対する
 ものであるから
 設計に用いる地
 震力としては表
 1-3-1を参
 照してこれを1.5

倍〜3倍しなければならない。なお、多自由度系の場合は 振動波形を考慮した重みをつけて重ね

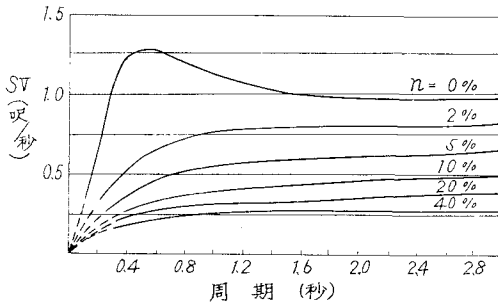


図 1-3-3 Housner の平均速度応答スペクトル

合わせる方法もあるが、便法として3次までの固有周期に対して おのおの図 1-3-3より S_v を求め それらを自乗平均すればよいと云われている。Housner の平均速度応答スペクトルは米国の地震を対象にしたものである。先にも述べたごとく米国とわが国の地震の波形が同じであると云

う保証はない。わが国の地震を対象とした速度応答スペクトルがあればよいが、今のところ作られていない。さらにわが国は地質が複雑なため色々な形の地震波があり平均の速度応答スペクトルは作れないと云う議論もある。そこで応答スペクトルではなく地震波そのもののスペクトルを仮定し、このスペクトルで代表さ

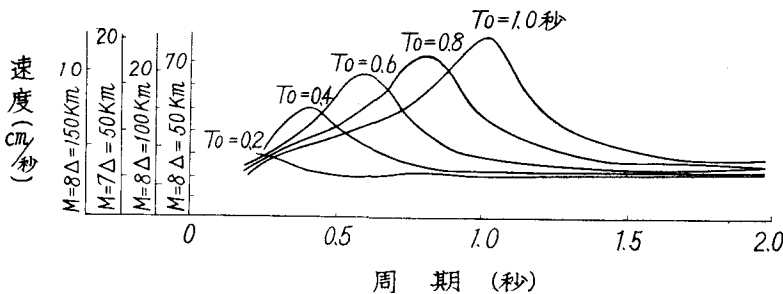


図 1-3-4 わが国の地震波の速度スペクトル

(金井博士の論文より：M=マグニチュード)
 △は震央距離 T_0 は地盤の卓越周期)

れる地震をうけたときの構造物の応答スペクトルを計算する事も考えられている。わが国の地震波のスペクトルとしてはたとえば図1-3-4のごときものがある。

以上いずれの方法をとるにしても構造物の固有周期と減衰常数を知る必要がある。固有周期の方は地盤を含めた系で考えなければならないと云う厄介な問題はあるが何らかの方法で計算できる。しかし、減衰常数は計算で求める方法はないので類似の構造物の実験結果から推定しなければならない。表1-3-2は過去に実測した減衰常数の例である。

表1-3-2 減衰常数の例

	固有振動数	減衰常数	備考
橋脚(けたのある場合)			
第1 小寫原川橋りょう 高さ24.6~26.1m	3.1~3.8 cps	0.019~0.023	
第2 " " 2.1m	3.4~4.6 cps	0.016	
室原川橋りょう " 4.6m	5.3 cps	0.026	
橋脚(けたのない場合)			
犀川橋りょう 高さ3.28m	5.0 cps	0.058	
" " 3.15m	4.45 cps	0.068	
吉井川橋りょう " 8m	6.9 cps	0.108	

注：橋りょうについては、土木学会土木工学ハンドブック(上巻)1068頁参照。

第5条 地震時土圧

(1) 橋台、よう壁などに作用する地震時土圧

壁面摩さつ角 $\sigma = 0$ とする。

土圧合力の作用点は よう壁下面より $1/3 H$ に作用するものとする。

H=壁高

$$\text{土圧係数 } K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \theta_0)}{\cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\theta + \theta_0) \left[1 + \frac{\sin(\phi - \alpha - \theta_0) \sin \phi}{\cos(\theta + \theta_0) \cos(\alpha - \theta)} \right]^2}$$

$$\tan \theta_0 = \frac{K_h}{1 - K_v}$$

K_h = 水平震度

K_v = 鉛直震度

ϕ = 土の内部摩きつ角 (常時の値でよい)

θ = 壁体の傾斜角

α = 背面土表面の傾斜角

$\alpha + \theta > \phi$ の場合 $\sin(\phi - \alpha - \theta) = 0$ とおいて土圧係数を求める。

$$\text{地震時主働土圧 } P_{as} = \frac{(1 - K_v) \gamma H^2}{2} K_{AE}$$

γ = 土の単位重量

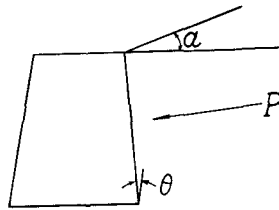


図 - 1

(2) 固定壁に作用する土圧

$$P_s = \frac{1}{2} \gamma H^2 (K - K_A) + \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2$$

P_s ; 固定壁に作用する地震時土圧

K_A ; 壁面摩きつ角 $\delta = 0$ とした場合のクーロンの主働土圧係数

K_{AE} ; (1)参照

K ; 0.5とする

上式で作用点は よう壁下面より $1/3 H$ にあるものとする。

H ; 壁高

〔解説〕 (1)について 地震時の土圧に関しては不明な点が多い。特に粘土を背面土とするよう壁の土圧とか、破壊的な地震時の土圧の状態に関して未知の事が多い。ここにあげる地震時土圧は 今までの経験や最近行なわれた実験などを考慮して定めたもので 構造物の強度計算, 安定計算を対象としたものである。

鋭敏度の高い粘土やゆるい状態につめられた砂では 地震動によって一時に流動化が生じせん断抵抗がなくなり 急激に土圧が増大する危険があるが, このような場合は対象としていない。したがって, 背面土が築堤などのように選択できる場合には このような土はさげなければなら

ない。どうしても避け得ない時には より大きな地震時土圧を考える必要がある。また、背面土の一部にこのような土の層を含んでいる場合には その土層に沿ってすべりが生ずるおそれがあるから注意する必要がある。

土圧の算定方法は 以上のような破壊的土圧が生じるおそれのない場合に適用し得るものである。

(1) 可動壁の土圧(たとえばよう壁など)

(1.1) 内部摩さつ角

乾燥砂, 密な飽和砂では 静的と動的の内部摩さつ角はほとんど同じと考えてよい。

(1.2) 土圧合力の着力点

振動中に壁を前方に倒して裏込砂を塑性平衡状態に保って行なった時の実験によると, 土圧合力の着力点を示す h_0/H の値は 0.33 でなく, 0.37 程度の値である。ここで H, h_0 は図1-3-5 に示すような値である。

したがって, 地震時合力の作用点は $h = 0.33 H$ の位置よりも 10% 上昇させて, 壁底より $h = 0.36 H$ の高さにおいて作用すると考える。

(1.3) 計算方法

物部, 岡部式を採用する。最大水平震度を K_h , 最大鉛直震度を K_v とすれば, 合成震度 K は

$$K = \frac{K_h}{1 - K_v} \tan \theta_0$$

となる。地震時土圧は 裏込め土砂, ならびに壁を θ_0 だけ壁の下端を軸として回転させ 静的 coulomb 土圧公式を用いて計算する。ただし, α は壁の背面が水平面となす角度である。この時の土圧係数 K_E は

$$K_E = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \theta_0)}{\cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\theta + \theta_0) \left[1 + \frac{\sin(\phi - \alpha - \theta_0) \sin(\phi)}{\cos(\theta + \theta_0) \cos(\alpha - \theta)} \right]^2}$$

で与えられる。ここで $\theta - d$ は図1-3-6 に示すような値であり, ϕ は静的な内部摩さつ角である。

前式において α または θ_0 が大であって, $\phi < \alpha + \theta_0$ になった時には $\sin(\phi - \alpha - \theta_0) = 0$ において計算する。

(例) $K_h = 0.2, K_v = 0.1, \theta = 0$

$\alpha = 0$ の場合に K_E を計算し 静止土圧係数 K_A を比べると 次のようになる。

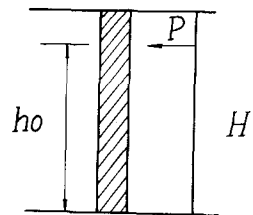


図1-3-5

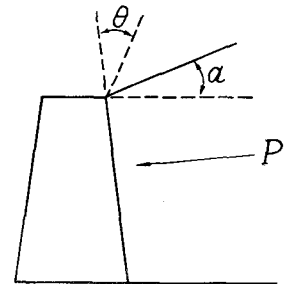


図1-3-6

表 1 - 3 - 3

内部摩擦角	10°	20°	30°	40°
K_A の値	0.7	0.49	0.33	0.22
K_E の値	1.05	0.76	0.60	0.47
K_E / K_A の値	1.50	1.53	1.82	2.13

内部摩擦角が大きくなるにしたがって、 K_E / K_A の比は大となっている。

(2) 固定壁の土圧

地下室の壁などは、土圧によって変形しない。したがって、常時土圧に対しては、静止土圧係数 K を用いるのが普通である。 $K \doteq 0.5$ とし、 $P = 1/2 K \gamma H^2$ でその算定を行なっている。

地震の場合でも、土圧をうける構造物は裏込土砂に対して動かないと考えてよい。したがって、地震時土圧はこの静止土圧に地震による土圧増加量を加えたものと考えられる。市原氏の実験によると この土圧増加量は主動土圧における地震時の土圧増加量に比して 幾分小さかった。

しかし、近似的にこれを等しいとみると 固定壁に作用する地震時土圧は 次の式で表わされる。

$$P = \frac{1}{2} \gamma H^2 (K - K_A) + \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 = \frac{1}{2} \overbrace{K \gamma H^2}^{\text{静止土圧}} + \frac{1}{2} \overbrace{(K_{AE} \gamma H^2 - K_A \gamma H^2)}^{\text{土圧増加量 (物部土圧 - Coulomb 土圧)}}$$

K_A は、壁面摩擦角 $\alpha = 0$ とした時のクーロン (Coulomb) の主動土圧係数、 K_{AE} は $\alpha = 0$ における物部土圧式により求まる地震時土圧係数である。上式において $1/2 \gamma H^2 (K - K_A)$ は静止土圧の項であるから $h_0 = 0.33 H$ の位置に作用し $1/2 K_{AE} \gamma H^2$ の力は動土圧の項であるため $h_0 = 0.36 H$ のところに作用するものとする。

裏込めが 2 層または 3 層をなしている時には 土圧は水平分布をなすとして 各層の土圧合力と着力点を求め土圧合力の大きさだけは そのままにして 着力点は各層ごとに 10% ずつ上昇させて作用させるようにする。

第 6 条 地震時水圧

(1) 壁状構造物

水深が比較的浅く 地震動の周期も長い場合

$$P = \frac{7}{8} K_0 W \sqrt{hy}$$

P : 動水圧

K_0 : 水平震度

h : 水深

W : 水の単位重量

y : 水面からの任意の深さ

(2) 柱状構造物

柱状構造物のたわみによる付加的動水圧を省略できる柱状構造物に働く動水圧は次の式を用いる。

$$P = K_0 W C A \left(1 - \frac{d}{4h}\right) \sqrt[3]{\frac{y}{h}}$$

ただし $d/h < 2$,

Cは円形断面の場合には 1 , それ以外の断面の場合には

$$C = \frac{a}{b}$$

とする。aに振動方向に直角な面での幅 bは振動方向での幅である。たわみによる付加的動水圧を省略できると考えられる柱状構造物に働く動水圧は次の式を用いる。

$$P = K_0 W C A \left(1 - \frac{d}{4h}\right) \sqrt[3]{\frac{y}{h}} \quad \text{ただし } d/h < 2 \text{ また } C \text{ は円の場合 } 1.0 \text{ (} A \text{ は断面積)}。$$

は断面積)。

たわみによる付加的動水圧が省略できない場合で 円柱の場合 d/h が 0.2 以下であれば 仮想質量を用いてよいが d/h が大きい場合や断面形状が円形以外の場合には 適当な補正を行なうのがよい。

(3) その他

河川をわたる橋りょうの橋脚, 河川護岸, 水路などに働く地震時水圧は小さいから 一般には水の影響は考えなくともよい。

[解説] 地震時水圧が問題となる土木構造物は ダム, 岸壁, 防波堤などの壁体構造物, 橋脚, 取水塔などの柱状構造物ならびに水道施設に付帯する地状構造物などに大別できよう。

地震動によって生ずる動水圧は, 構造物によって規定される水の境界付近の流れ方によって左右

されるから これらを同時に論ずることはできない。

(1)について 壁状構造物

壁体に働く動水圧を与える式としてウエスターガード (Westergaard) の式がよく知られている。図1-3-7すなわち

$$P = \frac{7}{8} K_0 W \sqrt{hy} \dots\dots\dots (1)$$

- ここに、P : 動水圧
- K₀ : 水平震度
- h : 水深
- W : 水の単位重量
- y : 任意の深さ

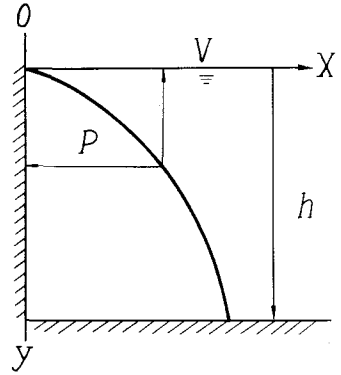


図1-3-7

上式は水深 h が比較的浅く、周期 T も長い場合の近似式として導かれたものであり、h/T の値が約 150 m/sec 程度以下にはよい値を与えている。h/T の値が大きくなると水の圧縮性の影響により動水圧は増大するが そのような場合の動水圧の式として次式を与えている。

$$P = \frac{0.816 KW \sqrt{hy}}{\sqrt{1 - 7.75 \left(\frac{1}{1000} \frac{h^2}{T} \right)}} \dots\dots\dots (2)$$

(単位: ton, m, sec) …………… (2)

したがって、水深 h が大なる場合で地震動の周期も極めて小さいことを予想されるような場合には 式(1)よりも式(2)を用いるのが適当であろう。

壁状構造物のうち 重力式ダムに働く動水圧については ウエスターガード (Westergaard) の動水圧式が慣用されるが、特に水深が大であるとか高さに対して河幅の狭い場合以外は かなりよい近似値を与えるようである。しかし、アーチダムにおいては それが曲面を持つために働く動水圧は 慣用値よりはるかに小さくなることが報告されている。したがって、アーチダムのような場合には 水深、曲率などに応じて動水圧を慣用値より減少させるのが適当であろう。

防波堤のような構造物では その背面にも動水圧が作用するから 壁面に作用する動水圧の値を 2倍して大過なからう。

(2)について 柱状構造物

(1) 弾性変形 (たわみ) を考慮しない場合

このような場合に 橋脚に作用する動水圧は ウェスターガード (Westergaard) の動水圧の式(1)に その運動方向に直角な方向の幅を乗じた力が単位長さ当りに働いているものとし かつ、背面での負圧を考慮してこの値を2倍すると云う方法もとられている。

しかし、ウェスタガード (Westergaard) の式は 壁体の奥行き、幅員を無限大と考えた場合の近似解であるが、柱状構造物では壁体よりも水の運動が自由であるから 動水圧も小さくなるのが容易に推察される。円柱についての解析結果と ウェスターガード (Westergaard) の式を円柱に適用した場合を比較すると図1-3-8のようになる。

ここに、 P : 橋脚の単位長さ当りに働く動水圧

K_0 : 水平震度

W : 水の単位体積重量

d : 橋脚の直径

h : 水深

この図からも明らかなように、橋脚が比較的細長くなると ウェスターガード (Westergaard) の式を柱状構造物に適用した場合の動水圧は極めて大きくなり 背面での負圧を考慮してこの値を2倍することは過大な動水圧を考えていることになる。したがって、ウェスターガード (Westergaard) の式を適用する場合には 少なくとも背面での負圧を考慮して2倍することは考えなくともよいと思われる。

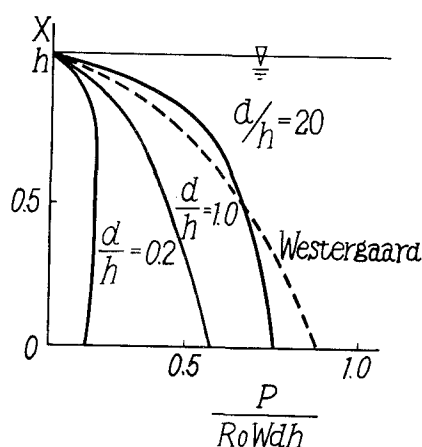


図 1 - 3 - 8

図1-3-8は 円柱状橋脚についての考察に基づくものであるが、断面形が円以外の橋脚などについても同様な傾向であろうことは推察に難くない。また、鉛直方向の分布も2次曲線よりも3次曲線の方がよい近似を与える。

以上のことから 一つの提案として 構造物のたわみによる付加的動水圧を省略できると思われる柱状構造物の単位長さ当りに働く動水圧を与える式として

$$P = K_0 W C A \left(1 - \frac{a}{4h}\right) \times \sqrt[3]{1 - y/h} \quad (A: \text{断面積})$$

が考えられる。

ここで C は構造物の形式による補正係数であり 円形断面の場合 1 とし、円以外の断面形を有する場合には C として振動方向の奥行き幅 b に対する振動方向に直角な方向の幅 a の比をとってよいことが実験的に得られている。

(2) 弾性変形（たわみを考慮する場合）

たわみを考慮する場合には 1 項の動水圧にたわみによる付加的動水圧を代数的に加えればよい。しかし、動水圧に与える構造物のたわみの影響は 構造物自身の剛性，あるいは たわみ形状によって左右されるから 一般に論ずることはできない。

このような不便をさけるために よく用いられるのがいわゆる“仮想質量”である。この考え方はすでに国鉄の「無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート土木構造物の設計基準（案）」（昭和 30 年 4 月）にもとり入れられて次のように定義されている。

「水中の橋脚に作用する地震の影響は 橋脚の水中にある部分の密度が $\pi d^2 / 4 \times 1 t / m^3$ （ t / m ）だけ大きい橋脚が空気中にあるものとして計算できる。ここに d は運動方向に直角な面に投影した橋脚各部の幅員（ m ）である。ただし、垂直力は考慮しない」すなわち、水中にある場合にはその排除した水の質量だけ質量の大なる構造物を考へて これが空気中で振動する場合と同様に取りあつてよいと云う考え方である。これを水深を有限と考へた場合の 3 次元解析結果と比較すると 水底で固定された円柱構造物の高さが水深と等しく かつ、そのたわみ形状が空気中にある場合と同じと考へた場合に対して図 1-3-9 に示したようになる。図中で M_v は 3 次元解析による仮想質量であり M は構造物の排除した水の質量である。 d / h は水深 h に対する直径 d の比である。この図より明らかなように、 d / h の大なる場合には仮想質量 M_v はその排除した水の質量 M より小となる。したがって、 d / h の大なる場合には前記の国鉄の基準案に述べられている値より小さな質量で十分であることがわかる。

このように適当な補正を行なつて仮想質量を求めれば、水中での固有周期は容易に計算できる。このような仮想質量は、構造物のたわみの形状のみで決定できて弾性たわみの絶対値には無関係であるが 一方、動水圧は振動中の構造物の有する加速度に比例し この加速度は構造物の剛性にも関係するから たわみを考へた場合の付加的動水圧を一般的に論ずることは困難である。

以上に述べた以外の水と接する土木構造物としては 河川をわたる橋りょうの橋脚、河川護岸、水路など多くあるが、これらに働く地震時土圧は小さく特に水の影響は考へなくともよいと思われる。

以上のように地震時水圧は対象とする構造物の幾何学的、力学的特性によって大きく変化するもので

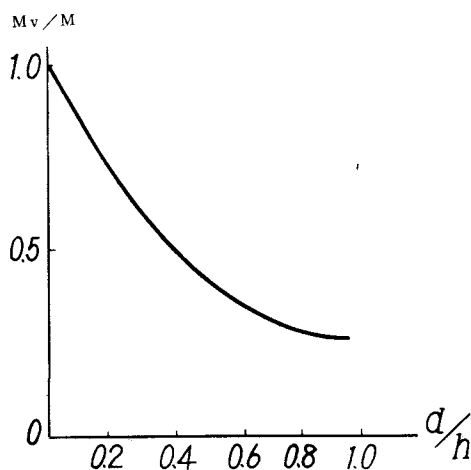


図 1-3-9

あるから 各場合に依じて検討するのが望ましいが、地震時水圧を与える基準としては一般性のあるものでなければならない。そこで、一方策として動水圧の鉛直方向の分布はウェスターガード（Westergaard）のように放物線で近似し その絶対値を構造物の種類，規模によって補正する方法が考えられる。この補正係数は構造物を(1)(2)のように分類し かつ、水深に対する構造物の横方向の規模を表わす量（たとえば、直径とか奥行き）をパラメーターとして計算してこれを簡単な解析曲線で近似すればよい。このような方法をとるならば、対象とする構造物の種類とその規模を考慮した地震時水圧の近似値を求めることができよう。

第4章 構造物の安定

第7条 一般的事項

構造物に作用する地震力によって 構造物自体として有害な変状，変位（沈下，傾斜，滑動，転倒）を生じないように安定した構造物を設計しなければならない。

このため、構造物に生ずる地震力を基礎地盤に十分与え得るように構造物，特に基礎の構造，寸法などを定めなければならない。

〔解説〕 主として 構造物基礎の安定に関する一般的事項について定めたものである。上部構造の安定に関しては第2編，各論「第4章 コンクリートけたおよび支承」のところで また、下部構造に各種形式の基礎を用いた場合の安定に関しては「第1章 基礎工」のところに示されている。

地盤に生ずる地震の加速度，変位などを構造物の基礎によって上部構造に伝えきれない場合，構造物が地震の影響をうけた後，地盤と基礎との間に相対変位が残ることが考えられる。その相対変位の大きさ，方向などを求めることは不可能であるから，この相対変位が起らないように構造物，基礎の構造寸法を定める必要がある。

第8条 滑動に対する安定

地震時，滑動に対する安全率は一般に 1.2 以上とする。

〔解説〕 地震力は計算の便宜上，構造物全体に同時に一方向のみに働く静的な力と仮定するが，実際には短時間の後に反対方向の力となるし また，位相のずれなども考えられるから 地震時の安全率をこのように定めたのである。

あるから 各場合に依じて検討するのが望ましいが、地震時水圧を与える基準としては一般性のあるものでなければならない。そこで、一方策として動水圧の鉛直方向の分布はウェスターガード（Westergaard）のように放物線で近似し その絶対値を構造物の種類，規模によって補正する方法が考えられる。この補正係数は構造物を(1)(2)のように分類し かつ、水深に対する構造物の横方向の規模を表わす量（たとえば、直径とか奥行き）をパラメーターとして計算してこれを簡単な解析曲線で近似すればよい。このような方法をとるならば、対象とする構造物の種類とその規模を考慮した地震時水圧の近似値を求めることができよう。

第4章 構造物の安定

第7条 一般的事項

構造物に作用する地震力によって 構造物自体として有害な変状，変位（沈下，傾斜，滑動，転倒）を生じないように安定した構造物を設計しなければならない。

このため、構造物に生ずる地震力を基礎地盤に十分与え得るように構造物，特に基礎の構造，寸法などを定めなければならない。

〔解説〕 主として 構造物基礎の安定に関する一般的事項について定めたものである。上部構造の安定に関しては第2編，各論「第4章 コンクリートけたおよび支承」のところで また、下部構造に各種形式の基礎を用いた場合の安定に関しては「第1章 基礎工」のところに示されている。

地盤に生ずる地震の加速度，変位などを構造物の基礎によって上部構造に伝えきれない場合，構造物が地震の影響をうけた後，地盤と基礎との間に相対変位が残ることが考えられる。その相対変位の大きさ，方向などを求めることは不可能であるから，この相対変位が起らないように構造物，基礎の構造寸法を定める必要がある。

第8条 滑動に対する安定

地震時，滑動に対する安全率は一般に 1.2 以上とする。

〔解説〕 地震力は計算の便宜上，構造物全体に同時に一方向のみに働く静的な力と仮定するが，実際には短時間の後に反対方向の力となるし また，位相のずれなども考えられるから 地震時の安全率をこのように定めたのである。

特に大きな地震時土圧が働く橋台、よう壁に対しては、土圧は一方向のみに働くから、安全率を1.5以上とするのがよい。ゆるい飽和砂を除き、土の内部摩さつ角は、地震時でも常時の値をとっている。

すべり出しの抵抗力は次のように考えられる。

- (1) 摩さつによる抵抗力は次のようになる。

$$N \tan \phi' \quad (t)$$

ここに、Nは滑動面に垂直に作用する力(t)

ϕ' は滑動面の摩さつ角

$$\text{土とコンクリート} \begin{cases} \text{場所打ちコンクリート} & \phi' = \phi \\ \text{場所打ちでないもの} & \phi' = \frac{2}{3} \phi \end{cases}$$

ここに、 ϕ は地震時の土の内部摩さつ角である。(第10条参照)

岩とコンクリート $\tan \phi' = 0.6$

- (2) 粘土地盤の場合には 滑動に抵抗する力として粘土のせん断抵抗だけを考慮次のようにとる。

$$C' A' \quad (t)$$

A' は偏心傾斜荷重をうけている場合の基礎底面と土との接触面積の70%とする。

ここに、 $C' =$ 地震時の粘土のせん断抵抗(t/m^2) (第10条参照)

(粘着力Cに等しいとみなすことができるが原則として $10t/m^2$ をこえないものとする)。

厚い軟かい粘土層の上にある構造物は 構造物を含む土塊の安定を円形すべり面を用いる試的方法その他により検算する。

- (3) よう壁、橋台等が滑り出す場合、それらの前面における土の抵抗は 多少の変位を許すものとして強い土では一般に受働土圧を考えてよい。(第10条参照)

第9条 転倒に対する安定

地震時、転倒に対する安全率は一般に1.2以上とする。直接基礎の場合には 基礎底面上の荷重の合力の作用点は 基礎外縁端から測って底面の幅の $1/6$ 点より内側になければならない。

〔解説〕 滑動に対する安全率と同様な考え方によつた。荷重の合力の作用点が縁端から測って底面の幅の $1/6$ 以内としたのは基礎底面の端に近くなるにつれて、地盤反力の値が急激に大きくなるから 荷重の仮定によつて地盤反力に大きな差が生じ 支持に対する安全率を一様にとれなくなるからである。

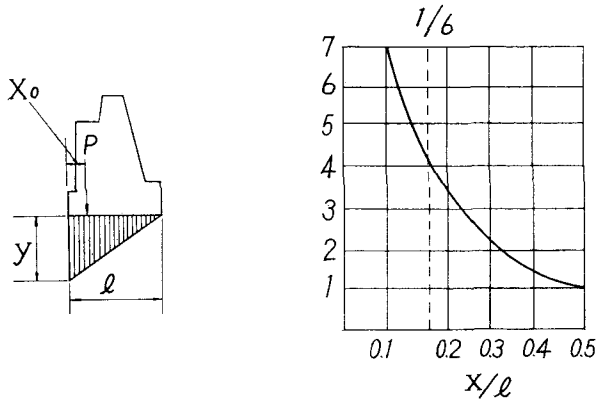


図 1 - 4 - 1

第10条 支持に対する安定

地震時、地盤の許容支持力は次の各項のいずれかによって算出された値以下でなければならない。

$$(1) \quad q_a = \frac{1}{2} [\alpha C N_c + \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D f (N_q - 1)] \text{ t/m}^2$$

ここに、

q_a : 地震時最大許容支持力

C : 基礎荷重面下にある地盤の粘着力、ただし、 N 値が5以下の粘土の場合 常時粘着力の70%とする。 t/m^2

γ_1 : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量 t/m^3
 地下水位以下にある場合は水中単位重量を用いる。

γ_2 : 基礎荷重面上にある地盤の単位体積重量 t/m^3

α, β : 表-5に示す形状係数

表-5 形状係数

基礎荷重面の形状	連続	正方形	長方形	円形
α	1.0	1.3	$1 + 0.3 \frac{B}{L}$	1.3
β	0.5	0.4	$0.5 - 0.1 \frac{B}{L}$	0.3

B : 長方形の短辺長さ
 L : 同長辺長さ

N_c , N_r , N_q : 表-5に示す支持力係数で、内部摩擦角 ϕ の関数、ただし、標準貫入試験から求まるN値が15以下の砂地盤の場合には土の内部摩擦角が $\phi' = \phi - \theta$ に低下したものととして支持力係数を求める。ここに $\theta = \left(\frac{15 - N}{10} \right) \tan^{-1} K$ で、Kは水平震度とする。

また、N値が5以下の飽和した純砂地盤の場合には内部摩擦角は0とする。

表-6 支持力係数

ϕ	N_c	N_r	N_q
0	5.3	0	3.0
5	5.3	0	3.4
10	5.3	0	3.9
15	6.5	1.2	4.7
20	7.9	2.0	5.9
25	9.9	3.3	7.6
28	11.4	4.4	9.1
32	20.9	10.6	16.1
36	42.2	30.5	33.6
40°以上	95.7	114.0	83.2

D_f : 基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの有効根入れ深さ (m)

B : 基礎荷重面の最小幅 (m), 円形の場合は直径, 荷重が図-2のように偏心するときは $B = 2x_0$ とする。

$$(2) \quad q_a = 1.5 q_t + \frac{1}{2} (N^1 - 1) r_2 D_f t / m^2$$

ここに

q_a : 地震時最大許容支持力

q_t : 載荷試験より判断される常時許容支持力

標準貫入試験N値が5以下の飽和した純砂地盤の場合には0とおく。

N^1 : 基礎荷重面より下方にある地盤の土質によって決まり表-7に示す係数

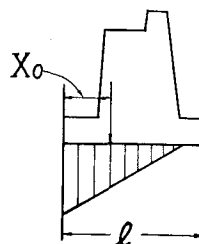


図-2

表-7 係数 N' の値

砂 質 地 盤		粘 土 質 地 盤
しまっている場合	9	3
ゆるい場合	3	

その他の記号は(1)に同じ

(3) 岩盤の許容支持力は常時の 1.5 倍としてよい。

〔解説〕 常時における許容支持力は 一般に次式で求められる値以下でなければならないとされている。

$$q_a = \frac{1}{3} (\alpha C N_c + \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q)$$

ここに q_a は極限支持力を安全率 $1/3$ で除したものであり、 N_c 、 N_γ 、 N_q は摩さつ角 ϕ により決まる支持力係数の実用値 (建築基礎設計基準参照) である。

急速に荷重を加えられた土の性質として ゆるい飽和砂などの特殊な場合を除き、一般にその強度は必ずしも低下しないことが実験的に知られている。地震時の荷重は一時的なもので長時間継続するものではなく、したがって、土のクリープなどの影響を考慮する必要はない。これらのことから地震時には破壊に対する安全率は最小 2 でよいと考えられ、安全率として常時の $1/2$ を用いた式とした。

(1) 式の第 3 項を $N_q - 1$ 、(2) 式の第 2 項を $(N_\gamma - 1)$ としたのは もともとこの式に用いられている支持力係数は 根入れにより排除される土の重量 $\gamma_2 D_f$ を安全率の圏外になるようにした実用的な数値であるので この思想を安全率 $1/2$ とした場合にも適用するための数値上の措置である。*

γ_1 、 γ_2 の値は地下水面下にある時は 土粒子に浮力が作用するので 浮力を控除した有効重量 (水中単位重量、 $\gamma' = \gamma - \gamma_w$ t/m^3 、 $\gamma_w \doteq 1$ t/m^3) を用いるのが一般であるが、 γ_1 、 γ_2 とも粘性土で透水係数が小さい時は 間げき水は土塊と一体となって抵抗すると考えられるので、基礎の全周囲が不透水性に近い粘土層で囲まれている時は たとえ地下水面以下でも地震のように短時間に作用する荷重に対しては γ_1 、 γ_2 はともに飽和重量をとって差支えないと思われる。

N 値が 15 程度以下のゆるい砂は振動時に内部摩さつ角が減少する現象が知られており、特に N

値が5程度以下で飽和している砂の場合には完全に液状化しやすいたことが新潟地震等の経験によっても明らかである。

そこで N値が15以下の砂地盤の場合には内部摩さつ角が減少するものとして地震時支持力を計算するものとして、N=5の時、内部摩さつ角は

$\phi' = \phi - \tan^{-1} K$ (Kは地震係数)に減少するものとし、Nが15以下の時は N値の減少にしたがって ϕ' 値が小さくなるように式をたてたものである。

N<5の砂地盤で飽和している時は 地震により完全に液状化しせん断力が0になると考えられるので $\phi=0$ とした。飽和していなくても N<5の

$\phi=0$ とすることが安全であるの許容支持力で比較すると 図1-4-2のようになる。すなわち、N値が大きい密な砂地盤では地震時許容支持力は常時より大きく(約150%)とれるが、N値の小さいゆるんだ地盤では地震時の許容支持力より小さくなるようにしてある。これは地震時被害の経験からみて この傾向は正しいものと考えられる。

なお、弱い粘性土も鋭敏比の高い場合(鋭敏比3以上)には 振動によりその粘着力が減少するものがあることが実験的に知られており、わが国の粘土は一般に鋭敏比が大きいため N<5の粘性土の地震時粘着力は常時の70%(約 $\frac{2}{3}$)をとることとした。

岩盤は以上のように振動により強度が低下するとは考えられないので 一般の場合は常時の1.5倍をとってよいと考えられる。

＊ 註

ここに示された N_q の値はテルツァギによって示されたもの値に2を加えた数値となつて

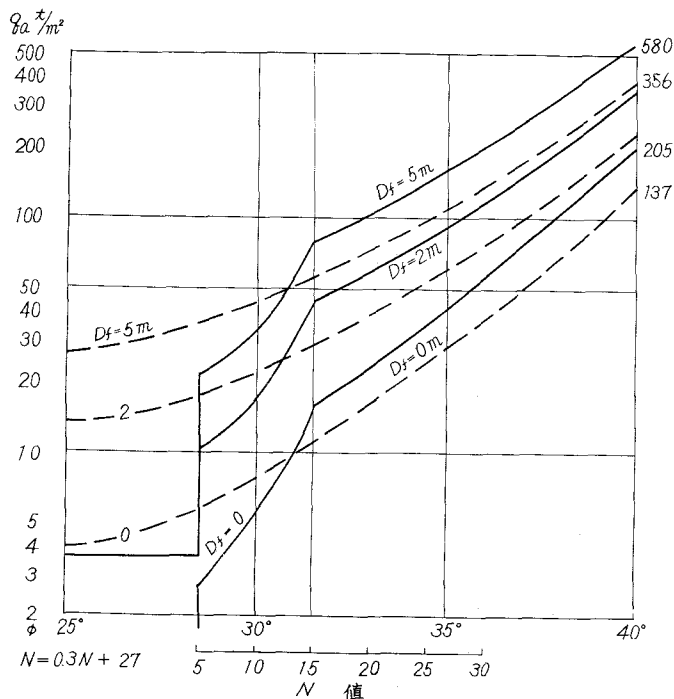


図 1 - 4 - 2

いる。すなわち、テルツァギの係数を N_{qT} で示せば $N_q = N_{qT} + 2$ である。これは根入れにより排除される土の重量 $\gamma_2 D_f$ については もともと基礎地盤に加えられていた荷重であるから これについては安全率をみる必要がなく そのままとり得ると云う考え方によって 常時の許容支持力として次式が用いられていることによる。

(建築基礎構造設計基準解説参照)

$$q_a = \frac{1}{3} [\alpha_c N_{cT} + \beta \gamma_1 B N_{\gamma T} + \gamma_2 D_f (N_{qT} - 1)] + \gamma_2 D_f$$

$$= \frac{1}{3} [\alpha_c N_{cT} + \beta \gamma_1 B N_{\gamma T} + \gamma_2 D_f (N_{qT} + 2)]$$

この式で $N_{qT} + 2$ の代りに実用上の値として $N_q = N_{qT} + 2$ が与えられているわけである。

(本文表-6)

そこで同じ思想にたつて地震時の安全率 $1/2$ にとる場合を考えれば

$$q_a = \frac{1}{2} [\alpha_c N_{cT} + \beta \gamma_1 B N_{\gamma T} + \gamma_2 D_f (N_{qT} - 1)] + \gamma_2 D_f$$

$$= \frac{1}{2} [\alpha_c N_{cT} + \beta \gamma_1 B N_{\gamma T} + \gamma_2 D_f (N_{qT} + 1)]$$

よってこの場合は

$$N_{qT} + 1 = N_q - 2 + 1 = N_q - 1$$

となり、常時に用いられた実用上の N_q 値を この場合もそのまま用いるため 本文(1)式において $N_q - 1$ としたものである。

常時許容支持力と地震時支持力の関係

$$C = 0 \quad \gamma = 1.8 \text{ t/m}^3 \quad B = 5 \text{ m の正方形}$$

$$\text{常時} \quad q_a = \frac{1}{3} (\alpha C N_c + \beta \gamma_1 B N_{\gamma} + \gamma_2 D_f N_q) \text{ -----}$$

$$\text{地震時} \quad q_a'' = \frac{1}{2} [\alpha C N_c + \beta \gamma_1 B N_{\gamma} + \gamma_2 D_f (N_q - 1)] \text{ -----}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 1.5 \sim 5 \text{ の砂地盤} \quad \phi' = \phi = \left(\frac{1.5 - N}{1.0} \right) \tan^{-1} K \quad K = 0.2 \\ N \leq 5 \text{ の飽和砂地盤} \quad \phi' = 0 \text{ とする。} \end{array} \right.$$

第11条 円形すべりに対する検討

厚い軟かい粘土層の上に基礎を造る場合には 構造物全体を含む土塊の安定を円形すべり面を用いる試的方法，その他により検討する必要がある。

〔解説〕 厚い軟かい粘土層に構造物が造られている場合，個々の基礎が安定であっても構造物全体が図1-4-3のような大きなすべり破壊を生ずることがあるので このようなおそれがあるときは試的方法を用いるなどして全体の安定について検討しなければならない。

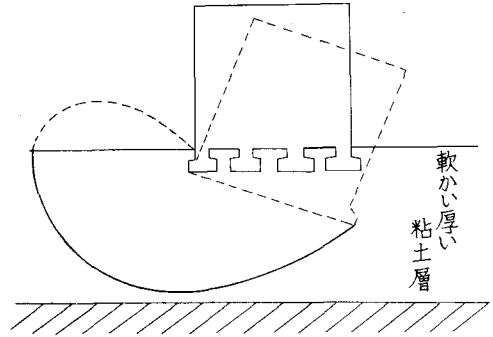


図 1 - 4 - 3

第5章 構造部材の応力，許容応力と安全度

第12条 一般的事項

第2章に定める震度により 地震を静的水平力と考えて それに本章 第13条に定める荷重を組合わせて計算した応力が本章 第14条，第17条に定める応力をこえてはならない。

〔解説〕 部材が地震によって実際にどのような応力をうけ どのように破壊するかと云うことについては 最近研究が進んでおり 次第にその実体は明らかになりつつあるが，まだ，それを一般の設計に採用し得る段階にはなっていない。それで現状では地震力を第2章に定める震度によって静的な水平力と仮定し，それによって部材に生じる応力を求め その応力と材料の静的強度とを比較して部材の安定度を検討すると云う便法をとらざるを得ない。

わが国で震度法による構造部材の設計が広く行なわれるようになったのは関東地震以後であり，建築では関東地震後に被害の状況，経済性などを考えて 震度0.10をとることを定めた。その後，地震時の許容応力を高めることになり それに応じて震度を0.2とした。土木では 昭和以降基準

第11条 円形すべりに対する検討

厚い軟かい粘土層の上に基礎を造る場合には 構造物全体を含む土塊の安定を円形すべり面を用いる試的方法，その他により検討する必要がある。

〔解説〕 厚い軟かい粘土層に構造物が造られている場合，個々の基礎が安定であっても構造物全体が図1-4-3のような大きなすべり破壊を生ずることがあるので このようなおそれがあるときは試的方法を用いるなどして全体の安定について検討しなければならない。

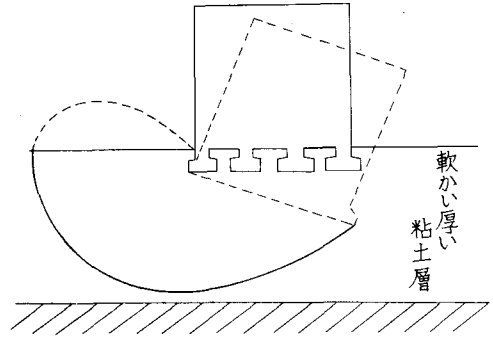


図 1 - 4 - 3

第5章 構造部材の応力，許容応力と安全度

第12条 一般的事項

第2章に定める震度により 地震を静的水平力と考えて それに本章 第13条に定める荷重を組合わせて計算した応力が本章 第14条，第17条に定める応力をこえてはならない。

〔解説〕 部材が地震によって実際にどのような応力をうけ どのように破壊するかと云うことについては 最近研究が進んでおり 次第にその実体は明らかになりつつあるが，まだ，それを一般の設計に採用し得る段階にはなっていない。それで現状では地震力を第2章に定める震度によって静的な水平力と仮定し，それによって部材に生じる応力を求め その応力と材料の静的強度とを比較して部材の安定度を検討すると云う便法をとらざるを得ない。

わが国で震度法による構造部材の設計が広く行なわれるようになったのは関東地震以後であり，建築では関東地震後に被害の状況，経済性などを考えて 震度0.10をとることを定めた。その後，地震時の許容応力を高めることになり それに応じて震度を0.2とした。土木では 昭和以降基準

震度としては水平0.20をとるのが一般的であり、鉄筋コンクリートでは許容応力を常時の50%増しにした。

このように震度法による部材の設計は多分に経験的な要素が多く、震度、計算方法、許容応力の三つを合わせて考え、はじめて意味のあるものであるから、本章において従来の震度をとって計算する以上、計算方法も従来通りの弾性方法を用いるのを原則とし、許容応力も従来の慣習を参考にして定めることにした。しかしながら、部材の耐震設計の基本は想定した強さ以下の地震によって部材が破壊または大きな変形をしないように設計することにあるから、今後研究が進むにつれてより合理的に動的応力、動的破壊、構造物の極限強度などを考えて設計することが望ましい。ただ、その場合耐震設計は地震力のとり方、応力の計算方法、破壊応力のとり方の三つに関連がなければ意味のないことを忘れてはならない。また、震度法による耐震設計の不完全さを補う意味で、第2編に定める各論の注意事項を守ることは安全度を確保する上に応力計算におとらず大切である。

参考までに表1-5-1に内外の規定にみられる基準震度の大きさと部材の許容応力の割増しの一覧をあげておく。

表 1 - 5 - 1

国 名	許容応力割増し(%)				基準震度	組 合 せ る 荷 重
	無筋コンクリート	R C		鋼		
		コンクリート	鉄筋			
ソ 連	塑性設計				0.025~0.10※2	温度変化は考えない。 活荷重は場合によって考える。
アメリカ	破壊荷重の6割	33	33	33	0.05/3斤×K※	
日本(土木)	50	50	50	75	0.15~0.30	死荷重 温度(活荷重も考えたとき) 乾収(RC100%増し)
日本(建築)		100	50	50	0.20	
チ リ		15		33	0.05~0.15	Normal Loccls
西 独	50	100			0~0.10	Haupt U. Zusta Last
ギリシャ		20	20		0.04~0.16	一般荷重
イ ン ド		33-1/3	33-1/3	33	0~0.12	死荷重+活荷重
メキシコ	33	33	50	50	0.06~0.15	重 力
ニュージーランド	33-1/3	33-1/3		50	0.08	
ポルトガル	100	100	※1	※1	0.025~0.10※2	常時作用する荷重

※1 軟鋼2,400Kg/cm²

※2 高さが幅の5倍以上ある橋りょう下部構造の天端では、基準震度の2倍を考える。

※3 数字は建物の例

※4 K: ラーメン 1.0 : 壁構造 0.8 : MR ラーメン 0.67

第13条 荷重の組合せ

地震時に組合せる荷重は次のように考える。

- (1) 死荷重は全量を考える。
- (2) 地震時土圧と地震時水圧は同時に考える。
- (3) 温度変化および乾燥収縮の影響は原則としてこれを考える。
- (4) 風荷重その他一時的な荷重は考えない。
- (5) 活荷重の影響は必要に応じて考える。

〔解説〕 地震の影響に組合せて考慮する荷重は、構造物の構造形式およびその重要度に応じて許容応力度の割増しとあわせて検討のうえ決めるべきものである。

一般に高架橋ラーメンのように不静定次数の高い構造物では、温度変化の影響は地震の影響の大きい部分で大きくなるものであって、地震の影響と温度変化の影響を組み合わせるとこれが部材の強度を決定する重要な要素となる場合が多いので、特に慎重に検討しなければならない。

不静定構造物では、その部材の適当な変位により温度応力等は消失して、その最終強度に関係しないと考えられている。また、多径間または多層のラーメン構造物のように、高次の不静定構造物では、まれに起る荷重の組合せの影響によって、構造物の一部が弾性限度をこえたり、大きいひびわれを生じたりした場合でも、その構造物の全体が破壊するものではなく、使用の目的を達する機能をはば失なうことなく、応急工事による復旧が期待できる場合がある。しかしながら、高架橋ラーメン、その他の鉄道構造物ではその1部材の破壊が、構造物全体の破壊にならないまでも、列車の運転をそ害するなど、構造物の機能を失なう場合が考えられるので、鉄道構造物では、構造物の一部に有害なひびわれ、または大きい塑性変形を生ずることがないように設計上考慮するのが望ましい。

脚部下端を固定と考えたラーメン構造物では、十分剛な地中ばりなどがなければ、常時の温度変化の影響で、地盤のクリープを生じ温度応力が減少すると考えられるが、この場合には、地盤のクリープによって、その安定度が減少し、地震の影響が大きくなることも考えられるので、このような構造物では地震の影響と温度変化とは、同時に考えることが必要である。また、構造物の安全度をなるべく一様にしようとする考えからも、通常おこり得る荷重の組合せは、これを設計に考慮し、これに応ずる許容応力度の割増しを行なうのが適当である。

一般の場合、第14条～17条に示す許容応力度の割増しを考えて、荷重の組合せは、次のように考えればよい。

死荷重+温度変化+乾燥収縮+地震の影響

停車場構内または特に列車回数の多い線区等では 活荷重の影響を考える。この場合 活荷重は K S 荷重の等分布荷重をとってよい。

第14条 鉄筋コンクリート

地震時の許容応力の割増しは

コンクリート圧縮応力 50%

せん断応力, 付着応力 50%

鉄筋^{引張}応力 50%

とする。

〔解説〕 せん断応力, 付着応力については 動的荷重に対して靱性がそれ程期待できないと思われるので 安全をとり, 50%増しに止めた。

表 1 - 5 - 2

鋼材	保証降伏点	常時許容応力 σSa	$1.5 \sigma Sa$	備考
SS 41 SS 39	23 24	14	21	$21/23=0.91$
SS 50 SS 49	28 30	16	24	$24/28=0.86$

なお, 地震時には鉄筋コンクリート部材は 2方向の曲げせん断と軸力をうけるわけであり, このような荷重状態における部材の強度については, まだ十分な研究がなされていない。

第15条 プレストレスト コンクリート

地震時の許容応力の割増しは コンクリートの引張りを無視して計算した場合 コンクリート圧縮応力は $1/2 \sigma 28$ 以下とする。

〔解説〕 プレストレスト コンクリート設計施工指針では

1.3 × (死荷重および地震荷重の最も不利な組合せ) に対して 破壊に対する安全度を検討することとしている。

本条はなるべく RC の耐震規定の慣習をそのまま PC に適用するように考えた場合の提案である

R Cと同様に種々な荷重状態の組合せについて検討を要する。

P Cの場合には 第2章に規定する震度の $1/2$ に相当する地震力によって、パーシャル プレストレッシングの場合のまれにしか生じない荷重の組合せに対して許容している応力以上の応力を生じてはならない。

第16条 無筋コンクリート

地震時の許容応力の割増しは

圧縮応力	50%
曲げ引張応力	50%とする。

〔解説〕 常時の許容応力は 圧縮 $\leq \frac{\sigma_{28}}{4}$ かつ $\leq 40 \text{ Kg/cm}^2$

曲げ引張 $\leq \frac{\sigma_{28}}{7}$ かつ $\leq 3 \text{ Kg/cm}^2$ である。

ただし、コンクリートに引張応力を生じる部分には コンクリートのうける引張力に耐え得る程度の鉄筋を配置することが必要である。特に 施工目地ではそれが必要である。コンクリートの引張強度は 靱性にとぼしいので耐震強度は比較的弱いことが想像され 無筋コンクリート構造はなるべくさけることが望ましい。

第17条 鋼材

地震時許容応力の割増しは 一次部材に対しては60%、二次部材に対しては75%とする。

〔解説〕 一次部材（たとえば、鋼製ラーメン橋脚）については 鋼材の地震時許容応力をR C部材の鉄筋の許容応力とほぼ一致させるために60%増しとした。二次部材（たとえば、けたのラテラル）は75%割増しとした。

なお、鋼材トレスルの柱などで地震力による挫屈が問題になる時には 挫屈がわずかな変形の増加で急激に生じることがないように十分安全度を考えるべきである。

第 2 編 各 論

第 1 章 基 礎 工

第 1 条 基 礎 工

良質の地層における基礎工は 従来の設計慣用法によって設計してよい。ただし、軟弱地盤における基礎工は条件に応じ 特別の考慮を行なってこれを設計しなければならない。

〔解説〕 基礎工の耐震性は 地盤の良否によって異なる。基礎工が洪積層より古い地層またはしまった砂礫層にある場合には従来の慣用設計法によって設計を行なった基礎工の震害は比較的に少ない。しかし、軟弱な沖積層の中につくられた基礎工は その地盤の振動によって震害をうけることが多い。特に地震時に上層の軟弱層が現位置より流動したような場合にはその震害は著しい。以下 井筒について従来の設計法を中心に考察し 各種の基礎工について注意事項を述べる。

(1) 従来の耐震設計法の概要

基礎工についての耐震設計法は 上部構造と同様に震度法による水平力に対する地盤の地震時支持力を求めて行なわれている。

基礎工は直接フーチング基礎、くい基礎と井筒基礎に大別されるが、以下主として井筒基礎の現行の耐震設計を述べる。

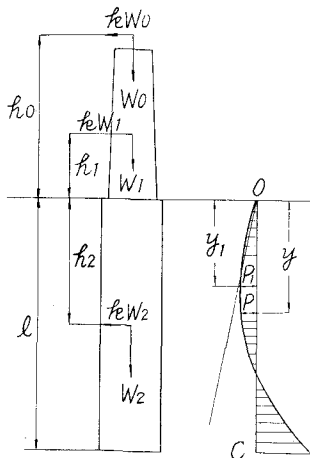


図 2-1-1

図 2-1-1 において橋脚に働く外力は橋げた重量 W_0 、橋脚自重 W_1 、井筒自重 W_2 とそれに対する地震力であって、これに抵抗して土応力が働く。物部博士は土応力の分布をエンゲルスの仮定にしたがうものとし、図 2-1-1 の放物線と仮定した。その方程式は

$$P = \frac{P_1 y}{y_1^2} (2y_1 - y)$$

である。ここに 2 個の未知量 P_1 、 y_1 が含まれるが、これは水平力の平衡とモーメントの平衡とから静力学的に決定される。すなわち、 K を水平震として

$$K(W_0 + W_1 + W_2) = \int_0^{\ell} \frac{P_1 y}{y_2} (2y_1 - y) dy$$

$$KW_0 h_0 + KW_1 h_1 - KW_2 h_2 = \int_0^{\ell} \frac{P_1 y^2}{y_1^2} (2y_1 - y) dy$$

から最大土応力 P_1 の大きさが定められる。この値は深さ y_1 における土の地震時受働土圧力以下であれば井筒は安定であるとし、もし、超過する時は根入れを増して安定をはかるのである。

以上の設計法は 物部博士によって提案されたもので 土応力の分布が放物線とすることは地盤の支持力 σ が深さ y と変位 η に比例していると仮定していることになる。すなわち

$$\sigma = K\eta \circ y$$

この考え方をさらに拡張して池原、横山氏は井筒底面の反力を考慮に入れた式を導いている。さらに後藤博士は井筒側面の摩さつ抵抗を考慮に入れて設計することを提案している。最近、白石博士は上記の σ として

$$\sigma = K\eta y^{\gamma}$$

と仮定し γ を変えることによって地盤条件を考慮し また、井筒底面を中心に回転する場合についても検討して設計をすることを提案している。しかし、これらの考え方は物部博士の考え方を修正したもので 本質的には同一の仮定の上立っての解析であるので、以下物部博士の方法によって井筒基礎の耐震設計上の実用的な問題点を検討することにする。この方法は現在最も多く用いられているものであり、また、深さが深い井筒ではどの設計方法によってもその差は少ない。

(2) 良質地盤の井筒の設計例

井筒は一般には洗堀を考へて それ以下に耐震的な根入れ長さをとっている。この根入れ長さを求める場合の第1の問題点は図2-1-1に示すように深さ y_1 の位置における土応力 P_1 と抵抗土圧と一致するように設計すると その中間では抵抗土圧線より土応力は計算上は大きくなる。どの位置でも抵抗土圧線より土応力を小さくすると y_1 の位置の抵抗土圧は土応力の2倍にしなければならない。この土応力と抵抗土圧との関係は井筒断面に直接に影響するので 上記のどの考え方をとるかによって 直径4 mの井筒は直径8 mのものともなる。現在は図2-1-1に示すような方法を用いているが 理論的には矛盾する点を含んでいる。

第2の問題点は 抵抗土圧のとり方である。現在一般に用いられている方法は物部博士 または佐野博士の地震時のクーロン受働土圧を用いて 井筒側面と土との摩さつ角を土の内部摩さつ角の $1/3$ にとっている。この考え方にしたがって設計した1例として国鉄日野川橋りょうの井筒の設計結果を示す。この井筒は図2-1-1に示す地盤中に約40 mスパンのプレストレスト コンクリ

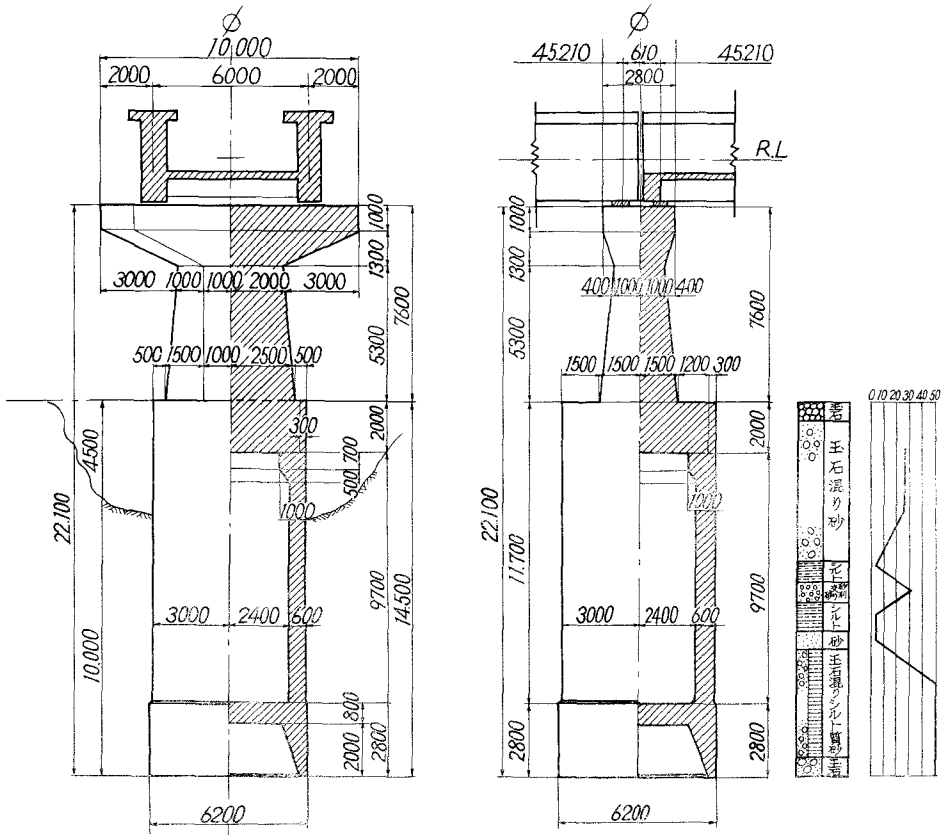


図 2 - 1 - 2

[図 2 - 1 - 2]

け	た	PC下路単純ばりスパン	4 5.2 1 m
		死荷重反力	9 2 6 t
		活荷重反力 (KS18)	2 9 4 t
		制動力	2 9 t
		地震時水平力 ($K_h = 0.2$)	1 8 5 t
橋	脚	死荷重	2 4 3 t
		コンクリート体積	1 0 1 m^3
ケー	ソン	掘さく土量	4 1 5 m^3
		鉄筋コンクリート体積	2 0 6 m^3

地耐力	平常時	$6.8 C / m^2$
	地震時	$1.24 t / m^2$
水平支持力	平常時	$3.9 t / m^2$
	地震時	$2.78 t / m^2 (< 3.09 t / m^2)$
土	内部摩さつ角	$\varphi = 40^\circ$
	コンクリートの摩さつ角	$\sigma = \frac{\varphi}{4}$
	水中重量	$\omega = 1.0 t / m^3$
	常時抵抗土圧係数	$C = 7.6$
	地震時	$C = 3.8$

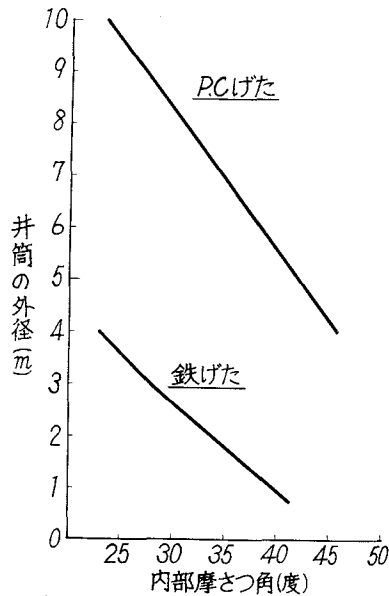


図 2 - 1 - 3

ート橋または鋼トラス橋について比較設計したもので 図 2 - 1 - 3 はその結果を示したものである。これは地盤の内部摩さつ角を 30° にすると約 $8 m$ になり 40° にすれば $5 m$ になることを示している。同一深さの井筒の工費はほぼ直径の 2 乗に比例するから下部構造の工費は内部摩さつ角のとり方に大きく影響されることになる。

第 3 の問題点は、抵抗土圧を計算する場合の土の重さの仮定である。土の飽和重量はその水中重

量の約2倍であり 抵抗土圧はこの土の重量に比例するから、この仮定の仕方によって井筒断面は倍の単位で変ることになる。地震時の土中の水の動きを考えれば飽和重量をとる仮定の方が実情に近いと考えられる。一般にはこの単位重量を 1 t/m^3 に仮定している場合が多いが、これは水中重量に近い値である。このように井筒の慣用設計方法にはかなりの問題点を含んではいるが、この方法によって設計された井筒の良質地盤における震害が比較的に少ないので良質地盤においてはこのような方法によって井筒を設計してもよいものと思われる。

(3) 信濃川橋りょう第1橋脚の震害

信濃川橋りょう第1橋脚の基礎は 図2-1-4に示すような中埋砂を填充した井筒基礎で 新潟地震によって橋脚天端が河心方に1.8 m (角度8°), 川上方に0.5 m (角度3°) 移動し、起点方沓は落下、終点方沓もずれ、最も変形が著しい。他の橋脚の移動量は河心付近が最大で 川上方に第7, 8橋脚が2.4 cm, 第3, 9橋脚が1.3 cm, 他は1.0 cm以下で線路方向の移動は少ない。沈下量は左岸方が大きく第1~5橋脚は1.6~1.2 cmで第1.4橋脚の5 cmを除き右岸方に向い直線的に減少し最少2 cmである。第1橋脚の傾斜が特に大きいのは その位置が堤防上道路外の護岸近くにあり 川全体として兩岸が河心方向にすべりを生じたので、この土圧力を井筒上部にうけたためと思われる。根掘りして調べた結果、第1橋脚と井筒の接合部、井筒壁の蓋下側付近にもひびわれが認められず ぐ体と井筒天端の傾斜角が等しいことが判明し、第1橋脚は井筒下端付近を中心に回転したものと推定される。またこの測定結果より判断すると井筒下部はほとんど移動していな

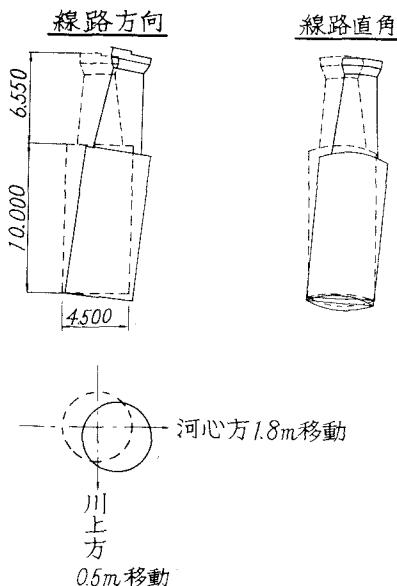


図 2 - 1 - 4

い。
この井筒基礎について現行の慣用設計方法によって検討すると 図2-1-5に示すように震度0.2として内部摩さつ角を2.7°, 震度0.3として内部摩さつ角を3.5°として設計した場合に安定であることになり、実情とはるかに異なった結果を与える。従来の慣用設計法の最大の仮定は震度法による水平力に対して地盤がすべて抵抗するとして安定計算を行なっている。震度法を用いて水平力を仮定することは重い橋りょうの下部構造の震害が軽い橋りょうの下部構造の震害より少ないことから考えて 下部構造の耐震設計法の仮定として取ってよいと判断することができるが、上述のような被害例から見れば地盤がすべて下部構造を支持する抵抗として考える

のは正しくないものと思われる。

(4) 井筒およびくい基礎の耐震性

前節までに 井筒の設計に地盤を荷重として取り入れる必要のあることを述べた。この場合には 井筒の設計について最も必要なことは荷重として作用する地盤と 抵抗として作用する地盤の判断である。この場合振動する地層の判断として二つのことが必要である。その一つは振動する地層が 地震振動をうけた後で原位置から大きく変形すると考えられる場合であり、他の一つは振動後ほとんど原位置にもどると考えられる場合である。振動している地層が原位置にもどると考えられる場合には 地震前後における構造物の相対位置に差が少ないから 井筒自体にひびわれ等の変化がなければ その井筒はその後実用的に用いることができる。したがって、このような場合には 井筒自体に必要な曲げ強度があり 十分な支持層に達していれば前節で述べたような方法を拡張してその転倒に対する安全度を検討することができる。新潟地震で多くの井筒が地震後もそのまま用いることができたのは その井筒が表層の振動に抗して個立していたのではなく、地盤とともに動き また、原位置にもどったものと判断することができる。ただし、このような場合でもその大きな地盤の変動に対して井筒および上部構造が耐えられることは必要である。

地震時に流動化した地層が 地震後にその相対位置がずれる場合には その設計方針は耐震時的設計することを放棄する場合と 上層の土圧に抵抗できるだけ深く井筒を下げる場合とに大別される。いま、信濃川橋りょうに併設して橋りょうをかける必要が生じたとする と その第1号橋脚をやめて 大スパンで渡るか その第1号橋脚は他の橋脚より深く耐震的にするか論議しなければならない。

新潟地震におけるベテスタルぐいの施工者の報告によれば くい頭は2 m以上動き その最大の傾斜角は13/100と述べているから 地表面より10 m以上の部分が大きく振動したことになる。このような現象は東京、大阪等の沖積層についても大地震時にはある程度起ると考えてよい。地震時振幅の大きい地盤中にそれ以下の地層まで井筒を下げて設計する場合には上部層の受動土圧を荷重として設計しなければならない。すなわち、特に耐震的な強度を必要とするのは軟弱地盤であっ

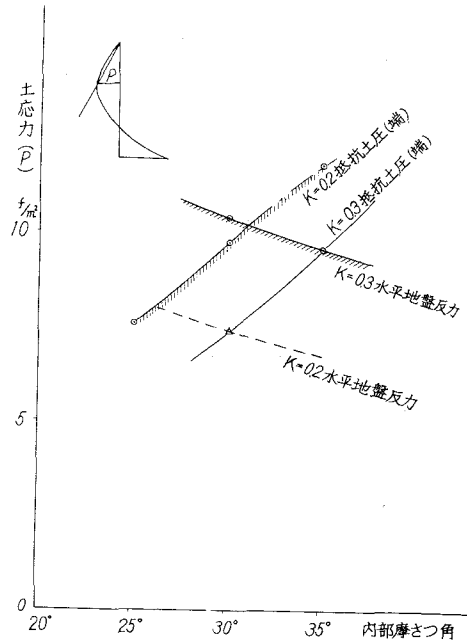


図 2 - 1 - 5

て その上層が流動化して地震後にその相対位置が大きく変る場合だけに限定され、軟弱地盤においてもその相対位置が地震前後で大きく変わらないと判断される場合には地震時における橋脚の変動を許容するような別の考慮が必要である。

(5) くい基礎の耐震性

くい基礎はその施工条件から考えて一般に良質の地盤に用いられないから 井筒で検討したように上部地層の振動によって震害をうけたことが多い。

くい基礎は それ自体の曲げ剛性が小さいから地層の振動が大きいところのくい基礎は地層とほぼ同一の変形を強いられることになる。このことは地震時に大きく振動する地層にくい基礎を用いる場合には くい自体にかなりの強度をもたせる必要があるとともに くい基礎を構成している個々のくいの独立の変位を拘束する処置を行なっておく必要がある。さらに地震後地層が原位置より変位するような場合には 一般にくい基礎のみで抵抗させることは困難である。

(6) 耐震的な注意事項

以上のような考察を進めると軟弱地盤における基礎工の設計は設計方法よりどのような挙動を地震時に許容するかによって定まってくる。また、良質地盤では施工性、洗掘、沈下等の地震以外の条件から定まってくる。テルツァギー (Terzaghi) はよう壁の荷重として一般の土圧公式を用いることをさけて、荷重を地質別に大まかに分類している。基礎構造に作用する荷重はよう壁土圧よりはるかに複雑であるからテルツァギー (Terzaghi) が取られたような方向、すなわち、ある程度に地盤を分類して、それに対して設計または設計荷重を類形化して行くことが実際的には必要なことである。以下基礎工別に耐震的な注意事項を述べる。

① 直接フーチング基礎

直接フーチング基礎は一般に良質の地盤上につくられることが多いので、耐震上の問題点は少ない。直接フーチング基礎で震害をうけたのは地震時に支持力が低下して著しい沈下、または、すべり出しを生じた場合である。地震時に支持力の低下するのは均等粒形の砂地盤で特にN値が10以下の場合にはくい基礎とするのが望ましい。

地震時に直接フーチング基礎がすべり出すのは地震時荷重が増加し、すべり出し抵抗力が低下することに起因するものが多い。傾斜地につくられたフーチングは支持層自体のすべり出しによって震害をうけた例もある。

根入りを大きくし フーチングを相互に剛性のあるはりで連絡することは 構造物を一般に耐震的にする。

また、一連の構造物の不同沈下をさけるためには 基礎の根入れをできるだけ一定にすることが大切である。

② くい基礎

くい基礎は一般に軟弱地盤中につくられるから、その耐震性については問題が多い。特に軟弱層の地震時振幅が大きく、上下でその振幅が異なると思われる場合には、くい基礎を用いるのをさけるのがよい。また、軟弱層が深く、地震時に側圧をうけるような場合には、くい自体が曲げ破壊することも考えられるので、軟弱地盤における長さはくい径の20倍程度以下にするのが望ましい。一般に長いくいを用いたくい基礎はさけるのがよい。このような側圧に抵抗するためには、くいの中央以下の部分についてもある程度の曲げ強度が必要であり、鉄筋コンクリートくいでは軸方向鉄筋を上下均等に配置するのが望ましい。このような観点よりすれば長い斜ぐいの耐震性については直ぐい以上の問題点がある。地盤の振動に対してくい自体が抵抗して自立することは困難であるから、表層が流動化して移動するようなところには、くい基礎を用いてはならない。地盤が地震動をうけた後、原位置にもどると思われる場合でもフーチング相互の相対変位を少なくするため、地中ばかりで連結することは有効である。根入りを深くし、地震動の振幅の小さいところまでくい基礎の部分を下げることは、構造物を耐震的にするものと思われる。地震時の不同沈下を少なくするためには、一連の構造物のうちのくいの長さはできるだけ一定にすることが大切である。

③ 井筒およびニューマチック ケーソン

よく設計施工された井筒およびニューマチック ケーソンは、耐震性の高い基礎工である。

良質の地盤においては問題はほとんどない。軟弱地盤においては、その軟弱層が地震時に大きく振幅しても原位置より移動しないと思われる場合には従来の方法によって設計することができる。この場合でも井筒またはニューマチック ケーソンは振動振幅が大きくなるものと考えられるので、上部構造との接合部の構造について特別な考慮を払って設計しておかなければならない。表層の軟弱層が原位置より移動する場合には、良質の地盤中に十分に根入り長さをとり、表層の受働土圧によって大きな曲げモーメントが生ずることを考慮して設計することが必要である。また、構造物の不同沈下をさけるため一連の構造物の中の井筒の根入り長さはできるだけ一定とすることが大切である。

井筒は施工中に支持層をゆるめるおそれがあるので、地震時の沈下はニューマチック ケーソンより大きいものとされている。

第2章 橋台および橋脚

第2条 地震力の作用方向

橋台、橋脚に対する地震の影響は 一般に 線路方向および線路直角方向に分けて考えるものとする。ただし、斜角橋りょうその他において前記以外の方向の地震が危険となる場合は その方向に対する地震の影響を考えなければならない。

〔解説〕 地震には方向性がないので 構造物としては最も危険側となる方向に地震の影響を考えなければならないわけであるが、一般には線路方向および線路直角方向について検討しておけばよく これを組合せる必要もない。

第3条 橋台、橋脚に作用するけたの地震力

橋台、橋脚に作用するけたの地震力は けた種別、支承条件、下部構造の剛性等に応じて橋台、橋脚に分担されるものとする。

〔解説〕 けたから下部構造に伝えられる地震力の合力が 下部構造の中心線から偏心する場合には下部構造に回転モーメントを生ずるのでこれに対しても強度計算または安定計算等において考慮しなければならない。

- たとえば
1. 上下線単独の連続けたの下部構造上に固定または可動の同種類の支承を設けない場合。
 2. けたの支間または重量が線路方向の上下線において異なる場合。

(1) 線路方向の地震のうけ方

1.1 単純けた

- a. 一般の固定・可動支承の場合 “第19条(1)支承に作用する力” による。
- b. ゴムシューの場合 “第19条(1)支承に作用する力” による。

なお 相隣る橋台、橋脚のく体および基礎の構造寸法が異なる場合には、けたの地震力のうけ方はさらに下部構造の変形も考えて定めなければならない。

1.2 連続けた

- a) 一般の固定可動支承の場合

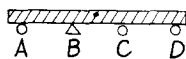


図 2-2-1

W : けたの全重量 (および活荷重)

R : 反力

H : 支承に作用する水平力

K_h : 地震の水平係数

μ : 可動シュウの静摩擦係数

可動シュウ

$$H_A = R_A \cdot \mu_A, \quad H_C = R_C \cdot \mu_C, \quad H_D = R_D \cdot \mu_D$$

固定シュウ

$$H_B = W \cdot K_h - \frac{1}{2} (H_A + H_C + H_D) \geq \frac{1}{2} W \cdot K$$

b) ゴムシュウの場合

第 19 条(1) 支承に作用する力による。

支承に作用するけたの水平地震力は、一般に各支承が横方向に移動しないものとして求めた略算による支点反力としてよい。

けたの剛性が高い場合には下部構造の弾性の差により水平反力に差異を生ずるので 次の考慮が必要である。

すなわち、一連のけたをうける下部構造および基礎 (地質を含む) が、線路直角方向に関し、相互に異なる場合は、単位水平荷重によるけた座面の水平移動量に反比例して支承が水平方向に移動するものとして、支承に作用する地震力を求めるものとする。

第 4 条 橋台、橋脚の位置の選定および根入れ

橋台、橋脚は周囲の条件、地質の性状、等により基礎地盤が地震時に著しい移動、変形を起すおそれのある場所を避け 根入れを十分にとることが望ましい。

〔解説〕 (1) 位置の選定

震害調査によると橋脚または橋台位置が盛土斜面中あるいは盛土斜面の上部または下部にあると地震時に盛土が低い方に移動崩壊し その影響をうけて下部構造が移動または傾斜した例がある。

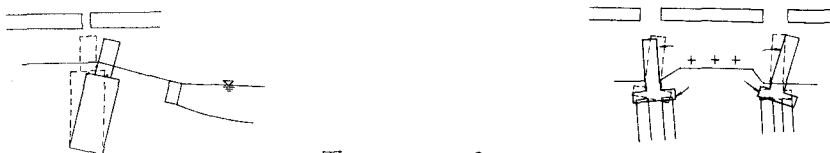


図 2-2-2

地盤が軟弱な場合または地震時に流動化する砂地盤では特に斜面移動の傾向が著しいので、下部構造物の位置としては これらのおそれのある箇所を避けることが望ましい。

やむを得ず 地震時に移動のおそれのある箇所に下部構造を設ける場合には 地震時の橋脚の変位を考えてその場合でもけたが落下しないように けたは連続とするか あるいは単げた相互に連結するほか 下部構造上部にけたの落下防止のためのずれ止を設け 下部構造が大きく変位する場合でもけたが落下しないような措置をとるのがよいと思われる。

(2) 根 入 れ

地震力または地震時土圧による橋台、橋脚の滑動または傾斜を防ぐには 前面および側面土の抵抗が過去の震害の例からみて非常に有効であることが実証されているので、なるべく根入れを深くすることが望ましい。なお、根入れ上部の土は流水による洗掘、凍結融解による強度低下、他の工事による掘削または埋もとし後の輾圧不十分、等のためその有効深さが減ることがあるので注意を要する。

洗掘の影響をうける河川、海中等の橋台、橋脚の地震荷重と組合わせて考える有効根入れ深さは洪水時、暴風時等の異常時における洗掘状態ではなく、一般にはこれが埋もどされた常時の状態におけるものを対照と考えてよい。

なお、根入れの効果は支持力のほか フーチングおよびく体に働く水平抵抗に対する影響が大きいものであるから、地中のくいを地上までのばして橋脚く体とし フーチングのない構造とするような時は 水平抵抗、変位および傾斜については厳重に検討しなければならない。

第5条 橋 台

橋台は地震時の土圧による過大な変位を避けるよう、特に軟弱地盤においては十分な考慮を払わなければならない。

〔解説〕 (1) 斜角橋台

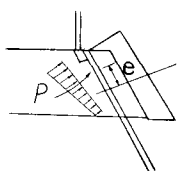


図 2-2-3 例がある。地震時にも同様な傾向が認められる。

これに対しては 斜角橋台をなるべく避けるか角度を大きくすることが望ましいが、やむを得ない場合でも鈍角端側のフーチングを拡大して過大な反力を避けるかボックス形式とすることが必要

である。

(2) パラペットの強化と緩衝材

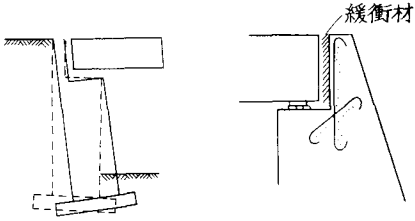


図 2 - 2 - 4

橋台が傾斜または滑動する時けたとパラペットが密着して けたがストラットの作用をして橋台を支えた例あるいはパラペットがけたと接触して破壊した例が多い。

地震時にけたのストラット作用を許容できる場合、たとえば鉄筋コンクリートけた、PCけた、Iビーム

埋込けた、等の橋台では けたからの水平反力に抵抗できるようにパラペットを鉄筋コンクリート片持ばりとして設計し けた端とパラペットとの間はアスファルト系またはゴム質の填充材を入れて地震時の衝撃を少なくすることも一方法である。

この場合、橋台フーチングの滑動に対しては 根入れの深い場合または基礎地質が良好な時はその危険性は少ないと思われるが、地盤が軟弱な時はフーチング前面と隣接する橋脚相互に間にストラットを入れた例があり 特に1径間の場合は両橋台間に地中ばりを入れると滑動に対する抵抗が場加する。橋台前面に硬質な舗装があれば これはストラットの代用となる。

ストラットに作用する土圧としては背面土の地震時の主働土圧および橋りょう自重に作用する地震力を考えればよい。土が流動化するところでは流体圧程度のさらに大きな力が作用することがあるので注意を要する。

(3) ヒンジ橋台

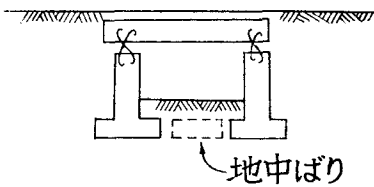


図 2 - 2 - 5

ヒンジ橋台は 背面の土圧に対し積極的にけたをストラットとして働かせる構造の一例であって 新幹線ではスパン10m斜角7.5°までの鉄筋コンクリートけた、Iビーム埋込けたに用いられた。

ヒンジ部の鉄筋は橋台背面の地震時土圧または活荷重載荷時の土圧と制動荷重に対し、橋台上下端をヒンジと仮定

してその必要量を求めた。橋台前面の主鉄筋は橋台上下端をヒンジとした場合につき 背面の主鉄筋はフーチングの固定の影響を考えて求めるのがよい。

(鉄道土木37年11月 4巻11号 ヒンジ橋台の設計計算例参照)
— — — 12 4 12 — — —

ヒンジ橋台では根入れの深い場合を除き 一般に地中ストラットを設け滑動に抵抗させる必要がある。

(4) 箱形橋台・U形橋台

橋台の地震時土圧による傾斜または滑動抵抗を増すためには、橋台の奥行を大きくすると底面反力の偏心の影響が少なくなり、底面前端の反力の過大を防止でき、また底面積の増加ともなって粘着力も増大し、滑動抵抗も大きくなるので、箱形またはU形橋台は耐震的に有利な構造である。

なお、これらの形式では盛土端の土を盛りこぼしとして翼壁を省略することができるので、特に軟弱地盤で基礎の水平抵抗が少ない場合は常時にも地震時にも有利である。U形橋台については鉄道土木4巻5号(昭和37年5月)が参考となる。

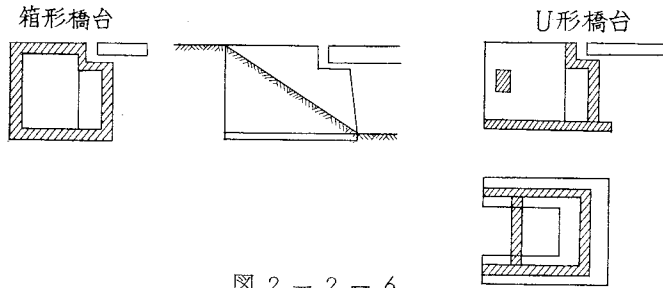


図 2 - 2 - 6

(5) 土圧をうけない橋台形式

a) 小橋台

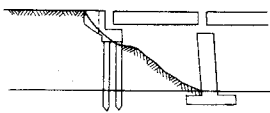


図 2 - 2 - 7

盛土端部の盛りこぼし法肩に側径間のけたをうけるために設けた高さの低い橋台を小橋台と云う。

小橋台は積極的に土を留めるよう壁ではなく、盛土上部においてけたの鉛直反力だけをうける目的のものであるので、地震時の過大な土圧を避けることができる。しかし、橋台の水平抵抗は斜面の安定によるものであるから、地震時の斜面の安定についての検討が必要である。

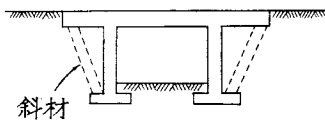


図 2 - 2 - 8

π ラーメンは図 2-2-8 のように両側法尻付近の橋脚と 1 径間両端張出しけたからなるラーメン構造で、地震時に弱点となる橋台を省略した構造である。なお、張出し長

が大きい場合は、橋脚基礎とけた端とを結ぶ斜材を設け、けた端の沈下を少なくした構造もある。

第 6 条 橋 脚

橋脚は上部構造，現地の状況，等に適応した構造形式とし，特に無筋コンクリート造は原則として避けなければならない。

〔解説〕 橋脚の形式は材料あるいは設計上からみると、重力式または半重力式の無筋コンクリートまたは過少鉄筋コンクリート造のマッシュなもの、鉄筋コンクリートまたはプレストレストコンクリートの壁、柱、はり等よりなる壁式構造またはラーメン構造、および鉄骨または鉄骨鉄筋コンクリートを用いたポスト構造またはラーメン構造のスレンダーな形式に分けることができる。

耐震構造としては、無筋コンクリートは伸び変形量が少なくショックに弱いので原則としては避けるべきであり、また、マッシュな過少鉄筋コンクリート造も自重が重いので大地震の少ない地域または地盤が良好な個所を除いて避けるのが望ましい。

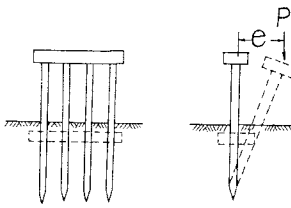


図 2-2-9

パイルベント式橋脚は基礎ぐいをそのまま空中まで延長し橋脚く体としたものである。この橋脚は、水平力による弾性変形および傾斜角が大きいとけたの支点反力により大きな偏心モーメントをうけるので、設計にあたっては偏心の影響も考えなければならぬから強度上十分注意して設計する必要がある。また、地中にぐいを結ぶフーチングを設けてない場合は従来の構造物に比し地

中の水平抵抗が著しく減少するものと思われる。

鋼管または鉄骨によるパイルベント橋脚では変形量、曲げモーメントによる極部的挫屈、継手位置およびその強度等についても詳細な検討が必要である。以上の諸点よりみて1列のパイルベント橋脚は耐震上問題があり、斜材を入れ縦横2列以上とするのがよい。

第7条 細 目

橋台、橋脚の設計では、その細部設計に関しても十分に耐震的な考慮を払わなければならない。

〔解説〕 (1) 橋台、橋脚頂部の寸法と補強

地震動による橋台、橋脚頂部の移動量は地震、地盤、基礎、等の影響により著しく差異があるが、一般には 30 cm程度の移動に対してけたが落下しないようになるべく頂部幅を広くとるとともにけたの落下防止装置を設けることが望ましい。

けた座は、下部構造の変位、傾斜によりけたがる点支持となり、特にコンクリートけたでは橋脚頂部の縁端付近の小面積に過大な反力をうけてコンクリートがはく離することがあるので、シュート面のドライモルタルまたはコンクリートの品質が低下しないよう施工に注意するとともに、けた座付近は網状または籠状の鉄筋で、また、アンカーボルト埋込部の周囲もらせん鉄筋その他で補強することが望ましい。

(2) 橋台，橋脚側面の用心鉄筋

過少鉄筋コンクリート橋台，橋脚において計算上鉄筋が不要または僅少となる場合でも $\phi 13 \sim 16$ 鉄筋を $30 \sim 45$ cm 間隔程度に鉛直および水平方向に網目状に入れてひびわれに対する用心鉄筋とすることが望ましい。

(3) 基礎とく体との連結

基礎ぐいとフーチング，井筒の壁と蓋，井筒蓋とく体，等の接続部は断面の急変箇所のため地震による被害が少なくないので相互の接続に注意を要する。

たとえば，鉄筋コンクリートぐいの軸鉄筋はその先端にフックをつけフーチング内に十分伸ばして定着し く体と井筒の間も同様に網目が弱点とならないよう相互の鉄筋を十分に定着することが必要である。鋼管またはHぐいではこれをフーチング内のアンカーフレームに溶接するか 鋼ぐい先端に鉄筋またはアングル等を溶接してコンクリート中に埋込むか 鋼管先端を長手方向に帯状に切断し十分な埋込長をとり かつ先端をフック状に曲げてフーチングに定着する等の考慮が必要である。

(4) 異質基礎または2本井筒上の一体構造

橋台，橋脚の拡幅その他において，新旧基礎の形式または根入れを変えて上部は一体とした下部構造を設けると 特に沈下の予想される場所は異種の基礎が同一の沈下を生ずるとは考えられず 傾斜の原因となるし，また，地震時に支持力の差により基礎の不同沈下を生じて橋脚が傾いた例があるのでこの種の構造はよくない。

また，2本の井筒上にまたがって橋脚を設けると井筒の地震時の振動性状が異なるためか く体の中間付近または井筒上部の弱い個所にひびわれを生じた例がある。したがって，岩盤の場合を除き 下部構造は同一基礎上に設けるのがよく やむを得ず2本の井筒上に く体がまたがる場合は井筒上部を剛性の大きい地中ばりで連結するか，または井筒の水平動の差が く体に無理を生じないように壁式または柱間に壁を設けるのがよいと思われる。

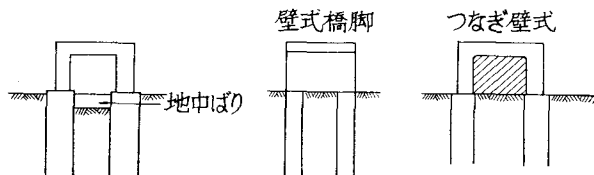


図 2 - 2 - 1 0

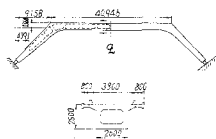
第3章 ラーメンおよびアーチ

第8条 一般事項

ラーメンおよびアーチは 特に長大スパンの場合のほかは 一般に静的震度法によって設計計算を行ってよい。

地震の影響等による地盤の不同沈下が予想される場合は、特にアーチはさけるのがよい。不同沈下が予想される場所に アーチまたはラーメンをつくる場合は 支点の変位の影響を考慮しなければならない。

〔解説〕 ラーメン、アーチ等の不静定構造物は それらが良好な地盤上に建設された場合、一般に 十分耐震的であって 特に長大スパンのアーチ等のほかは その固有振動の周期が短かく 地震の影響により有害な振動を生ずることが少ないので 一般には 静的震度法によって設計計算を行なってよい。図2-3-1は固有振動数の1例である。しかし、スパンが大きく高さが高いアーチでは 振動の固有周期が長くなり 特に単線の場合には 橋軸と直角の方向の剛性が小さく 曲



上図線 第八別振動数の

共振振動数

振動	加振点	1次
上下	スパン中央	4.63
左右	—	2.50
前後	—	3.63

図2-3-1

げねじれ振動の影響も大きくなるので、設計にあたっては十分に動的な影響について検討しなければならない。

地震の影響で 地盤に不同沈下が生ずる場合、大きい土圧等まれにおこる荷重が競合する場合等では 構造物だけはその部材は過大な変形を生ずるおそれがある。一般に、不静定構造物では 部材の一部に過大な塑性変形または破壊を生じても これにより応力の再分配が行なわれて ただちに構造物の全体が終局的に破壊するとはかぎらないが、コンクリートに有害な、ひびわれ、または過大な変形を生じ、構造物がその使用の目的に適合しなくなることも考えられるので 設計計算においては、部材の強度計算のほか、支点の変位、構造物の変形、等についても、十分検討しなければならない。

第9条 ラーメンの構造形式

ラーメン構造物は 特に、使用の目的、地盤の性質、等を考えて その構造の形式を定めなければならない。

〔解説〕 鉄道土木構造物としては 一般に、門形ラーメン、多径間ラーメン、箱型ラーメン、等の構造形式が多く使用されている。

ラーメン構造物は 一般に、沖積層の表上に建設される場合が多いので 設計にあたっては 地盤の耐荷力等を十分に調査し 必要に応じて 強固な基礎を設け また、地震時に生ずる支点の不同沈下の影響を設計に考慮しなければならない。

一様に軟弱な地盤上にラーメン構造物を建設する場合は 剛性の大きい地中ばりを設ける。

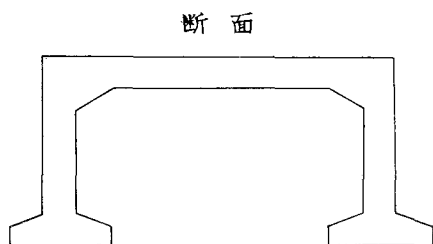


図 2 - 3 - 2

十分補強しなければならない。

箱形のラーメン構造で その径間を歩道等に使用する構造の橋台図 2-3-3 は その滑動，転倒，等に対し 一般に，十分安全に設計することができるものである。

幅がせまく、かつ斜角の大きい門形ラーメン構造物 図 2-3-2 は 土圧をうけると土圧によって回転を生ずる場合、左右の土圧が均衡しない場合、等が考えられるので この種の構造物は土圧をうけないように、設計上考慮するのが望ましい。

地下鉄のラーメン構造のように スパンと直角方向に長い構造の場合は 地震時に その方向に大きい応力をうけることがあるので、地盤の性質を考えて 十

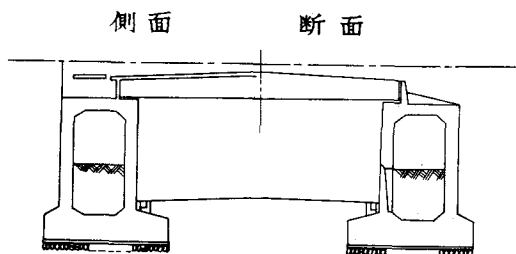
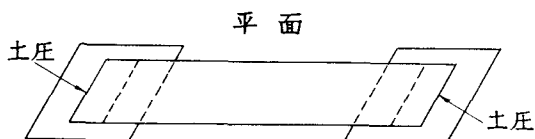


図 2 - 3 - 3

第10条 ラーメンにおける荷重の組合せ

ラーメン構造は各荷重をラーメンの各部材にそれぞれ最大の応力度がおこるように組合せてこれを設計しなければならない。一般に次のような組合せを考えればよい。

(a) 死荷重+温度変化+乾燥収縮+地震の影響

特別の場合は

(b) 死荷重+活荷重+温度変化+乾燥収縮+地震の影響

を考えなければならない。このほかに、土圧、水圧等が加わる場合には これらによる影響を上記の組合せに加えなければならない。

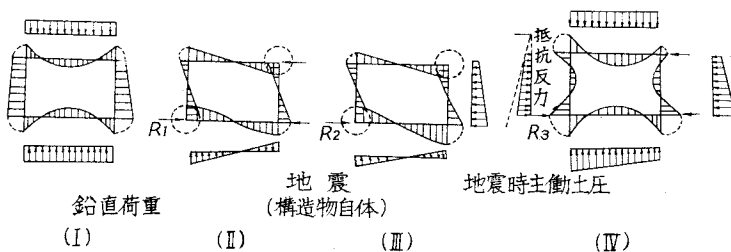
〔解説〕 (1) 鉛直荷重をうけているラーメンに側面から土圧が作用する場合 正の曲げモーメントは 一般に水平部材に対しては土圧を考えない方がよく 鉛直部材に対しては土圧を考えた方がよいから この二つの場合について部材の強さを検討しておかなければならない。また、両側から土圧をうける場合でも常時片側土圧の場合について検討しておくのがよい。

しかし、裏込土の状態によっては 土圧が常に働くと考えられるので この場合には次のように考えてよい。

(鉛直部材の曲げモーメント) = (土圧による正の曲げモーメント) - $\frac{1}{2}$ × (死荷重によるその点の負の曲げモーメントの絶対値)

(水平部材の正の曲げモーメント) = (鉛直荷重による正の曲げモーメント) - $\frac{1}{2}$ × (土圧によるその点の負の曲げモーメントの絶対値)

地表面より下に掘込んで作るラーメンのように地震時でも盛土と異なり背面の土がくずれないと考えられるラーメンの地震時の部材の曲げモーメントは次の場合について考える。



図中(1)は鉛直荷重による曲げモーメント (2)は構造物自体の地震の影響 (3)は地震時主働土圧による曲げモーメント図である。また $R_1 + R_2$ が底面の摩さつ力 R_3 より大きい場合、(1)

図 2 - 3 - 4

(2)(3)の荷重と $R_1 + R_2 + R_3$ に応じた抵抗土圧とが働くものとして部材の断面を設計してよい。

隅角部の正の曲げモーメントは(1)(2)(3)を組合せたものを用いて検討する。

(2) 一般のラーメン構造においては 列車の載荷時に地震のおこることはあまりなく、また、経済的理由からの活荷重の載荷時における地震計算を行わず 死荷重についてのみ計算すればよいことにしたのであるが、停車場構内、列車回数が多い線区、等の場合には 活荷重を考えなければならない。

第11条 ラーメンにおける荷重の取りあつかい方

ラーメン自体の地震の影響

地震による水平力は各節点に その節点の上下にある鉛直部材に加わる地震の影響のそれぞれ1/2ずつが鉛直部材の影響として加わるものとしてよい。(図-3参照)

図-3

〔解説〕 地震の影響は 構造物の重心に作用するものとして計算しなければならないのであるが、水平部材の軸線に作用するものとして 地震の影響を取りあつかえば安全側であり また計算が簡単になるのでこのように定めたのである。

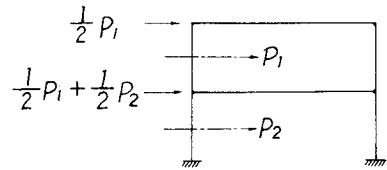


図 2 - 3 - 5

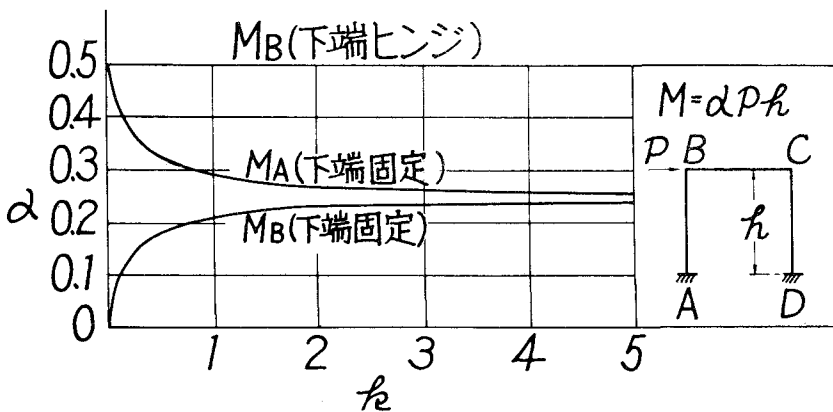


図 2 - 3 - 6

第12条 部材の断面寸法

部材の断面は 部材断面の応力および部材の変位が過大となることをさけるように これを定めなければならない。

高さが高いラーメン構造では 高さの中央付近につなぎばりを設けるか 有壁構造とする。十分大きい基礎または地中ばりを設けた場合のほかは 脚の下端を固定と考えてはならない。

〔解説〕 部材の断面寸法は 部材断面に生ずる応力および変位が過大とならないように定めなければならないが、この場合、水平部材の断面寸法を 鉛直部材に比してあまり大きくとっても有利にはならない。図2-3-6は 地震時の水平力によって生ずる端モーメントの大きさが部材の剛比によってどのように変わるかを 門型ラーメンの場合について示したものである。

この図からも明らかなように、水平部材の剛度の鉛直部材の剛度に対する比Kを2ないし3より大きくしても 端モーメント M_A はあまり減少しない。

高さが高いラーメン構造物では 一般に剛比が十分に大きくなるが、しかし、地震時の水平力に

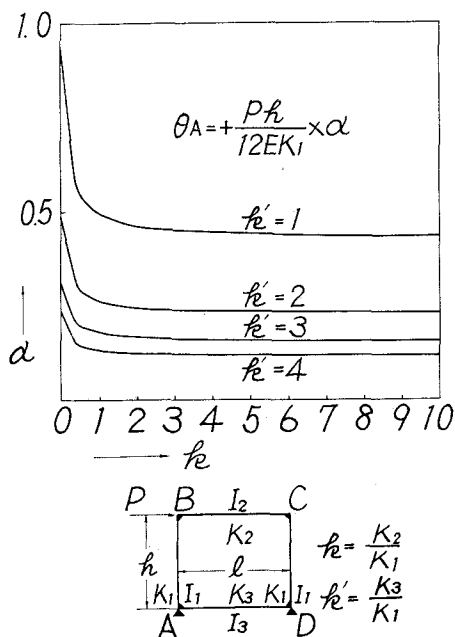


図 2 - 3 - 7

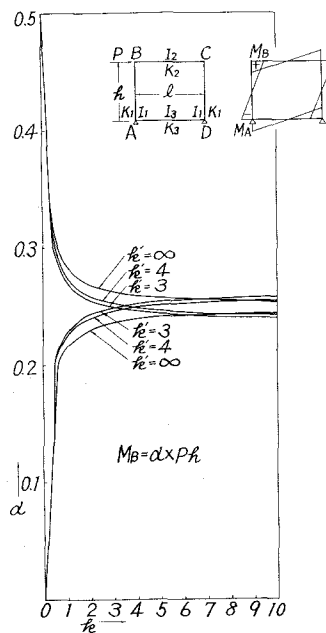


図 2 - 3 - 8

よってその上端部の水平変位が大きくなる。このような場合には 高さの中央付近に水平のつなぎばりを設けるのがよい。一般には高さ70m程度以上の単線高架橋ラーメンには、この種のつなぎばりが使用されている。

基礎を十分大きくして 支点における部材の変位および回転を十分小さくするか、剛性の大きい地中ばりを設ける場合のほか 鉛直部材の下端を固定として計算してはならない。

基礎の地盤反力が地震時にあまり大きくない場合にも 常時の温度応力により 基礎地盤が塑性変形をおこしていることが考えられる。このような場合には 温度応力は小さくなるが、活荷重および地震荷重による鉛直部材上端の曲げモーメントは大きくなるので、この影響を設計計算して考慮しなければならないのである。一般の場合には くい、深礎などによる十分強固な基礎を設けるか 剛性の大きい地中ばりを設ける場合のほかは 鉛直部材の下端を固定として計算してはならない。

地中ばりの大きさが部材の曲げモーメントの大きさにどのように影響するかを示したものが図2-3-7、図2-3-8である。これによれば、地中ばりの大きさは その鉛直部材に対する剛比が少なくとも3ないし4程度となるように定めなければならないことがわかる。

第13条 隅角部付近の補強

隅角部にはハンチをつけることを原則とする。

ラーメン構造の隅角部または部材の接合部は コンクリートの打込みに支障しないよう鉄筋の配置を定めなければならない。

鉛直部材のハンチ下端付近には、地震時の大きい応力を考慮して帯鉄筋を密に配置する。

〔解説〕 ラーメン構造の部材接合部にハンチをつけない場合には 地震の影響等により その内側に応力が集中し 圧縮破壊または引張りによるひびわれを生ずることが考えられるので、特別の場合をのぞき 隅角部にはハンチをつけることを原則とした。ハンチの大きさは けた高または柱幅の $\frac{1}{4}$ 以上とするのがよい。

部材の接合部は大きい応力をうけるにもかかわらず 施工上の理由から 構造上の弱点となりやすい。すなわち、この部分では鉄筋がさくそうし、コンクリートの打込みに支障することがあるほか、鉛直部

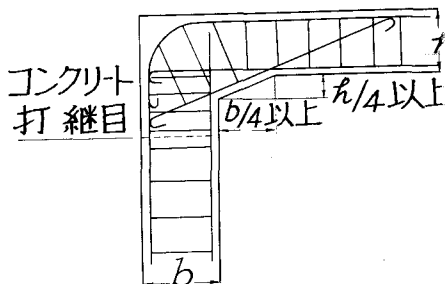


図 2 - 3 - 9

材のハンチ下端付近には コンクリートの打継目を設けることが多い。また、鉛直部材の下端を固定として設計計算を行った場合には 温度変化の影響等により支点が回転し、鉛直部材上端の曲げモーメントが 計算に考慮した値より増加することが考えられる。したがって、部材接合部の配筋には十分に注意し 鉛直部材のハンチ下端付近には 帯鉄筋を密に配置するのがよい。

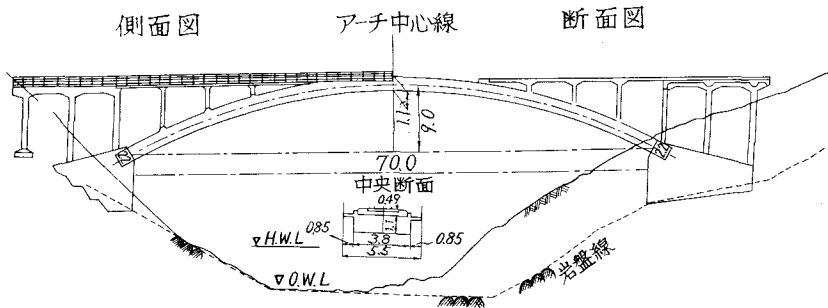


図 2 - 3 - 1 0

第14条 アーチの構造形式

コンクリート アーチとしては 一般に、固定アーチ，2鉸アーチ，等が多く用いられる。

〔解説〕 鉄道橋としてアーチ橋は小スパンの場合、無筋コンクリートまたは鉄筋コンクリートの充腹アーチが一般に用いられているが、スパンが大きい場合には この形式のアーチ橋は その重量が大となり、地震荷重に対して不利である。また、小スパンの場合でも 無筋コンクリートアーチは耐震的でないで、できるだけさけるのがよい。また幅のせまい斜角アーチで 特に土圧をうける場合は 左右の土圧の不均衡も考えられ 地震荷重に対して不利であるので できるだけさけるのがよい。

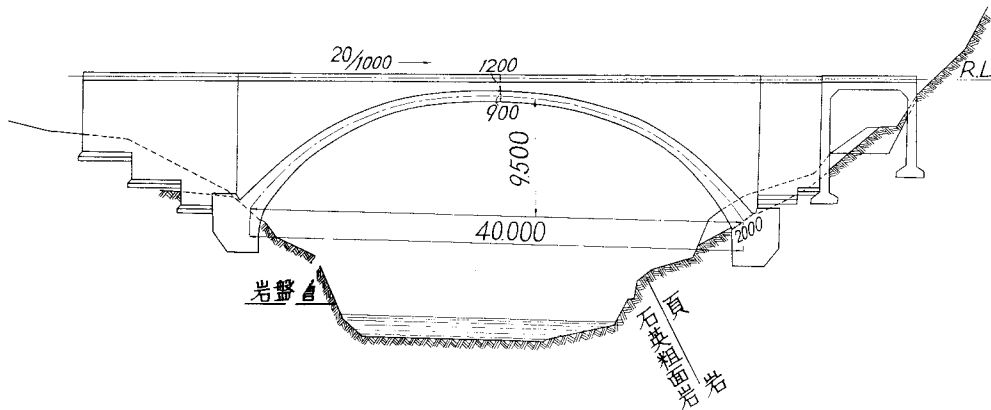


図 2 - 3 - 1 1

第 1 5 条 アーチにおける荷重の組合わせ

地震時における荷重の組合わせは次のように考える。

死荷重+温度変化+乾燥収縮+地震の影響

第 1 6 条 アーチにおける地震時の応力

アーチにおよぼす地震の影響は アーチの軸方向とアーチ軸に直角方向とについて計算しなければならない。

長大スパンのアーチでは 特に、地震時の振動および座屈に対して、検討しなければならない。

〔解説〕 アーチは アーチリブを含む面内の地震荷重によって アーチ面内の曲げをうけ、アーチ面に垂直な地震荷重によってはアーチ面に直角な曲げのほか ねじりをうける。

鉛直の地震荷重による曲げは一般に小さい。

高さが高いアーチでは 常時の支点水平反力は一般に小さく有利であるが、水平の地震荷重によって 面内および面外に大きい曲げをうけ これによって断面が定まることがある。また、アーチ面に垂直な地震荷重によっては 面外の曲げのほか ねじれをうけ、特に単線の場合には 変位が大きくなることがあるので、リブの側面に十分な配筋を行なうのみでなく 必要に応じて支点付近で拡幅するのがよい。

高さが高いアーチは 常時 支点に大きい水平反力を生ずるので 特に地盤が良好な場合のほか 適当でないが 地震時の応力はあまり大きくならない。

長大スパンの鉄筋コンクリート開腹アーチは固有振動数が低い。地震時に有害な振動を生ずるおそれがあるので、動的な検討を十分行なわなければならない。

第17条 アーチにおける基礎の大きさ

アーチの基礎の大きさは、地震時に地盤の反力が過大とならないこと、およびその合力の位置が偏奇しないことを考えて、これを定めなければならない。

〔解説〕 アーチの支点に変位が生じた場合、アーチはその各部に大きい応力をうける。2ヒンジアーチでは、支点の水平変位が問題となるが、固定アーチでは、支点の水平変位のほか、回転の影響が大きい。したがって、アーチの基礎の設計には、地盤の反力が過大とならないよう考慮する必要があるのみでなく、反力の作用位置が基礎の一部に偏奇することがないようにしなければならない。固定アーチでは、支点の水平変位に比して、その回転の影響が大きいので、特に注意しなければならない。

第4章 コンクリートけたおよび支承

第18条 けたの落下防止

支承は地震時にけたの落下を防止し得るように設計しなければならない。

〔解説〕 (1)支承の設計は、第19条に述べるように地震の影響をけたに働く静的な水平力と考えるのが普通である。しかしながら、地震の影響は第19条に述べるような考え方だけでは完全にこれを表わせないため、支承の構造的な注意もなおざりにはできない。けたの落下を防止するには次のような対策が有効と考えられる。

- ① けたの間隙をなるべく小さくし、間にやわらかい填充材を入れる。
- ② 橋台のパラペット壁が、けたの橋台方向の移動に抵抗し得る強さをもたせる。
- ③ 単純支承けたよりも、連続ばり構造、ラーメン構造を選ぶ。

(2) 鋳鉄、鋳鋼支承

(鋼材間のずれ抵抗)

ソールプレートとシューとの間に作用するたて方向地震力には両者の凸凹によるかみ合いで抵抗できるように設計する。

長大スパンの鉄筋コンクリート開腹アーチは固有振動数が低い。地震時に有害な振動を生ずるおそれがあるので、動的な検討を十分行なわなければならない。

第17条 アーチにおける基礎の大きさ

アーチの基礎の大きさは、地震時に地盤の反力が過大とならないこと、およびその合力の位置が偏奇しないことを考えて、これを定めなければならない。

〔解説〕 アーチの支点に変位が生じた場合、アーチはその各部に大きい応力をうける。2ヒンジアーチでは、支点の水平変位が問題となるが、固定アーチでは、支点の水平変位のほか、回転の影響が大きい。したがって、アーチの基礎の設計には、地盤の反力が過大とならないよう考慮する必要があるのみでなく、反力の作用位置が基礎の一部に偏奇することがないようにしなければならない。固定アーチでは、支点の水平変位に比して、その回転の影響が大きいので、特に注意しなければならない。

第4章 コンクリートけたおよび支承

第18条 けたの落下防止

支承は地震時にけたの落下を防止し得るように設計しなければならない。

〔解説〕 (1)支承の設計は、第19条に述べるように地震の影響をけたに働く静的な水平力と考えるのが普通である。しかしながら、地震の影響は第19条に述べるような考え方だけでは完全にこれを表わせないため、支承の構造的な注意もなおざりにはできない。けたの落下を防止するには次のような対策が有効と考えられる。

- ① けたの間隙をなるべく小さくし、間にやわらかい填充材を入れる。
- ② 橋台のパラペット壁が、けたの橋台方向の移動に抵抗し得る強さをもたせる。
- ③ 単純支承けたよりも、連続ばり構造、ラーメン構造を選ぶ。

(2) 鋳鉄、鋳鋼支承

(鋼材間のずれ抵抗)

ソールプレートとシューとの間に作用するたて方向地震力には両者の凸凹によるかみ合いで抵抗できるように設計する。

ソールプレートとシュー，ローラー（ロッカー）とソールプレート，ベットプレートのずれ抵抗も相互に設けた凸凹によるかみ合いで抵抗できるように設計する。

（鋼とコンクリートのずれ抵抗）

鋼とコンクリートとの間に作用する水平力は鋼材面にリップを設けるか（図2-4-1参照）鉄筋を溶接してこれらのずれ抵抗によってうけるようにする。

① リップの計算は リップ前面に支圧応力が等分布するものとして求める。

② 鉄筋を斜に溶接した場合

鉄筋の軸引張，軸圧縮の水平分力によりずれに抵抗するものとする。

③ ①，②のずれ止め以外の支承は下部構造にアンカーボルトで碇結することが望ましい。

（うき上り止め，ロッカーの転倒止め）

地震時にはけたが橋脚天端上をゆれ動いて ずれ落ちたと思われる例も多いので，支承部の凸凹によるずれ止めが はずれないように凸凹のくい込みを深くするか，支承部たとえば図2-4-1のようなうき上り止めを設けることが望ましい。

また，ロッカーが転倒した例もあるので 転倒止めを設ける。

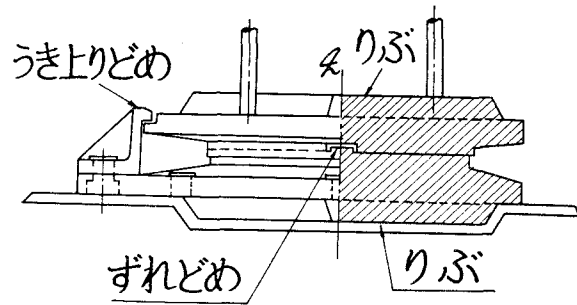


図 2-4-1

（可動支承）

可動支承は図2-4-2のようにけたと下部構造との相対変位が一定量以上に達したときにはけたの変位を妨げるような構造にすることが望ましい。

(3) ゴム支承

地震時水平力は ゴム支承の他に設けたずれ止め（図2-4-3参照）で確実に抵抗し得るようにする。

地震時のゴム支承の許容せん断変形は 厚さの200%とする。

ゴム支承では けたの変位に対してゴム支承のせん断抵抗以外に摩さつ抵抗，粘性抵抗が作用するようにして（図2-4-3参照）減衰を大きくすることが望ましい。

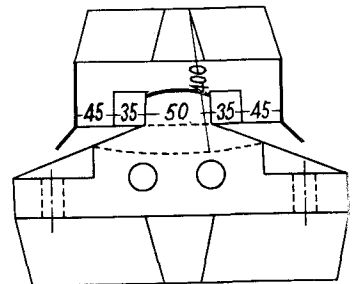


図 2-4-2 変位を制限した可動支承

注) ゴム支承の固有振動 K_m は

$$n = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{G \cdot g}{\sigma \cdot t}}$$

G はゴムのせん断弾性係数 t はゴムの長さ

σ は振動時のゴムの支圧応力

また、ゴム支承で支えた小形RCげたの振動試験によると、ゴム支承の減衰常数は0.053
でずれ止めの間に粘性材を填充した場合には0.558となった。

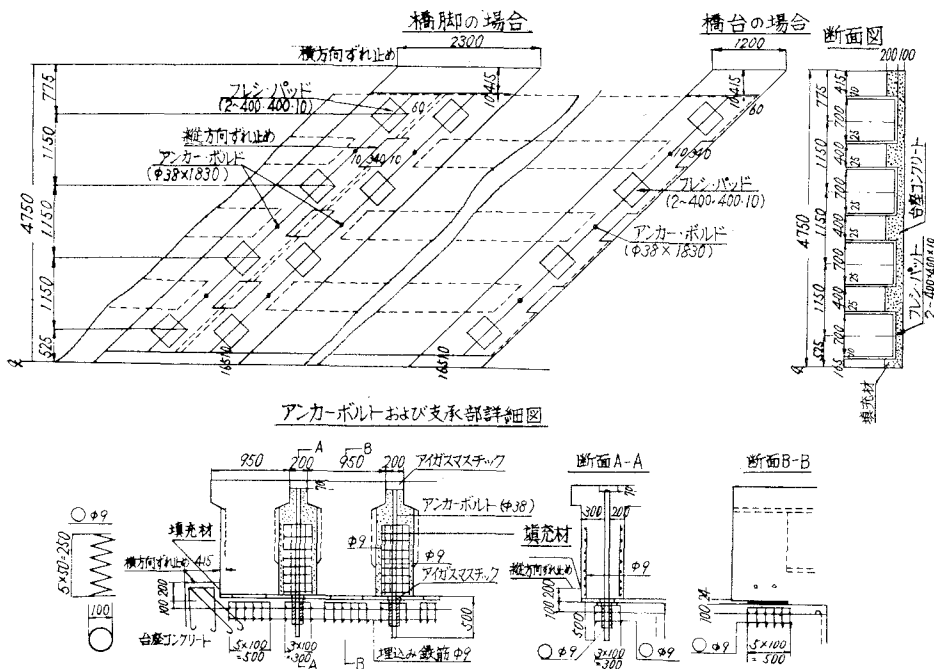


図2-4-3 ゴム支承を用いた支承部の設計例

(新幹線鉄道橋スパン25m斜角45°)

(コンクリート ヒンジ)

図2-4-4の場合には橋軸方向地震時水平力は斜め鉄筋の軸方向引張力の水平分力で抵抗するものとする。軸方向圧縮力の水平分力は安全のために考えない。ただし、これはヒンジ部のコンクリート厚さ t が幅 b に比して小さい場合に限る。

この場合、ヒンジ部のコンクリートは鉄筋で十分補強する。

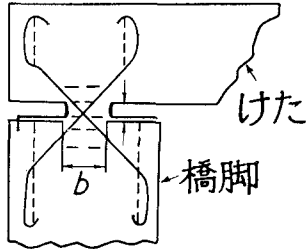


図 2 - 4 - 4

第 19 条 支承に作用する地震力

支承に作用する地震力は 支承および下部構造等の条件に応じて考慮するものとする。

〔解説〕 (1) 地震力の分配 (橋軸方向, たて方向)

地震力を静的な水平力と考えた場合の分配を考える。

(鋳鉄・鋳鉄支承)

固定支承, 可動支承に作用する地震力 T_f ・ T_m はそれぞれ次式により求められる。

$$T_f = T - \frac{\mu R_m}{2} \geq \frac{1}{2} T$$

$$T_m = \mu R_m, \quad T_m \leq \frac{1}{2} T$$

T はたて方向地震力, R_m は可動支承死荷重反力, K は震度, μ は可動支承の摩さつ係数で普通すべり支承で 0.20, ローラー, ロッカー支承で 0.05 としている。

(ゴム支承)

ゴム支承だけで水平力をうける場合には 水平地震力はゴム支承のせん断剛性に応じて分配される。

固定端のけたが移動し, 支承部に設けた別の凸凹などにより完全にさまたげられる場合には 地震力は固定端に集中して作用するものとしている。

(特殊支承)

オイルダンパーなどにより 可動支承にも地震時の水平力をかなり分配することができる。

参考文献：雑誌「橋梁」1号

有江・宮崎著「高架道路橋の耐震設計」

(2) 地震力の分配（橋軸直角方向，横方向）

（鋳鉄，鋳鉄支承）

これらの支承には横方向にずれ止めがあるのが普通なので，横方向地震力は 可動，固定の区別なく 全支承に等分配すると考えられる。

（ゴム支承）

横方向水平力をゴムだけでうけるときには 各支承のせん断剛性に応じて分配されることになる。また，けたの横方向の移動が別に設けた凸凹などにより一様にさまたげられる場合には 地震力は全支承に等分配するとみなせる。

(3) 支承の水平抵抗

地震時のシューの水平抵抗には摩擦を考えずに 凸凹のかみ合わせなどにより水平抵抗力をうけることにする。

たとえば，橋台の間にかかるコンクリートけたの場合で 地震時にけたのストラット作用を積極的に利用する時には 支承の設計にストラットによる反力を考える。この場合，けたのストラット作用は橋台が一定量以上変位してから働くようにすることもできる。

第5章 鋼 構 造 物

第20条 一 般

振動に感じやすく 固有振動数の低い鋼構造物の設計においては 震度法のみでなく 動的解析を行なうのがよい。

〔解説〕 現行の鋼鉄道橋設計示方書では 第14条により地震の影響は無載荷の状態またはKS一荷重の等分布荷重を載荷した場合について考慮する。

ただし，活荷重による衝撃は加算していない。

用いる震度は水平震度0.2，鉛直震度0.1を標準としているが，架橋地点の状況により増減してもよいことになっている。

応力計算には水平震度のみを考え それにともなう鉛直方向の力は考慮しなくてもよい。横構などの地震の影響を検算するとき 許容応力の割増率は0.75である。また，主荷重と地震力が同時

参考文献：雑誌「橋梁」1号

有江・宮崎著「高架道路橋の耐震設計」

(2) 地震力の分配（橋軸直角方向，横方向）

（鑄鉄，鑄鉄支承）

これらの支承には横方向にずれ止めがあるのが普通なので，横方向地震力は 可動，固定の区別なく 全支承に等分配すると考えられる。

（ゴム支承）

横方向水平力をゴムだけでうけるときには 各支承のせん断剛性に応じて分配されることになる。また，けたの横方向の移動が別に設けた凸凹などにより一様にさまたげられる場合には 地震力は全支承に等分配するとみなせる。

(3) 支承の水平抵抗

地震時のシューの水平抵抗には摩擦を考えずに 凸凹のかみ合わせなどにより水平抵抗力をうけることにする。

たとえば，橋台の間にかかるコンクリートけたの場合で 地震時にけたのストラット作用を積極的に利用する時には 支承の設計にストラットによる反力を考える。この場合，けたのストラット作用は橋台が一定量以上変位してから働くようにすることもできる。

第5章 鋼 構 造 物

第20条 一 般

振動に感じやすく 固有振動数の低い鋼構造物の設計においては 震度法のみでなく 動的解析を行なうのがよい。

〔解説〕 現行の鋼鉄道橋設計示方書では 第14条により地震の影響は無載荷の状態またはKS一荷重の等分布荷重を載荷した場合について考慮する。

ただし，活荷重による衝撃は加算していない。

用いる震度は水平震度0.2，鉛直震度0.1を標準としているが，架橋地点の状況により増減してもよいことになっている。

応力計算には水平震度のみを考え それにともなう鉛直方向の力は考慮しなくてもよい。横構などの地震の影響を検算するとき 許容応力の割増率は0.75である。また，主荷重と地震力が同時

に影響をおよぼす部材の設計に際しても許容応力の割増率は0.75である。

他の従荷重と同時に起る確率は極めて低いと思われるので、従荷重と同時に考えないことにしている。

以上が現行示方書による部材応力に対する地震の取り扱い方法である。

許容応力の1.75倍はほぼ鋼材の降伏点に達するが、現行の示方書により設計された鋼げた自体が地震によって實際上致命的な損傷をうけたことはないから、少なくとも現在用いられている程度の規模の鋼構造物であれば現行示方書の震度および設計法を用いていけば安全であると思われる。むしろ震害例を見ると下部構造のみが被害をうけて上部構造は無傷であったり、下部構造が変状したために二次的に上部構造が被害をうけると云うのが実状であるようである。少なくとも上部が鋼構造物である場合、下部構造と地震に対する安全度が一致していないことは確からしく、精密計算により上部構造の安全率をもう少し減らし下部構造の安全率を増すのが妥当と思われる。

現在用いられている鉄道橋りょうでは70m程度までのスパンにはトラス それより長いとアーチ等が用いられているけれども60m程度の単純トラスで上下動の固有振動数は4.5 Cycle/sec 左右動の固有振動数は1.5 Cycle/sec 程度である。中央支間112mの第1只見川(バランスト・スパンデルアーチ)の上下動の固有振動数は3.0 Cycle/sec 程度であるから、もし固有振動数が1.5 Cycle/sec 付近より小さい時動的解析が必要であるとすれば目下普通に使われている規模の鋼鉄道橋では動的解析をするにはおよばないかもしれないが今後支間も大きくなり高張力鋼を用いることによって支間の割合にけた高や幅も小さくなって剛度が低くなるとすれば固有振動数も相当小さくなるのが予想されるので動的にも検算する必要が生じて来るであろう。しかし、大きい地震に対してはある程度部材の降伏も考慮し応力の再分配や減衰率の増加も考慮して合理的に設計していたずらに下部構造の安全度との差を生じないように心がけるべきであると思われる。

橋りょう以外に細長いトレスル等も動的解析が必要かもしれないが、垂直荷重をうけている状態では震度数が減ずることを考慮しなければならない。

次に安定に関する地震の影響について述べる。現行の鋼鉄道橋設計示方書では応力の検算の時と同様活荷重を載荷しないときとKS-荷重の等分布荷重を載荷したときとの両方について検算することになっている。水平に0.2gMに相当する力を構造物の重心に加えて転倒モーメントを生じそれに対し鉛直上方向の地震力の影響を考え0.9gMの力で抵抗モーメントが働くとして検算するがその時の安全率は1.5以上としている。

いままでの震害の実例では施工とも関係があるのでこの安定計算法で不足であると断ずることはできないが、アンカーボルトが切れたりけたが滑動したり落下したりした例はあるので構

造物本体の応力上の安全性に比べると問題があるようである。あるいは完成時には十分安全であったものが腐食等のために十分な安全を確保できなくなることもあり得る。また、ロッキング作用の周期は割合に低いのでアンカーボルトが不備な場合 それによって転倒する事も考えられる。

鋼構造物はコンクリート構造物に比べて同じ程度を出すのに重量が相当軽くなるので 上部構造自身も またそれを支える構造に対しても耐震的に有利であるばかりでなく 材料的に云っても鋼はのびがあり 靱性のある材料なので座屈などに気をつければ地震に対しても抵抗力が大きい。したがって、特に地震に気をつけなければならない条件では鋼を用いるのが適していると思われる。

第21条 構造物の重量および剛度

構造物の重量は小さく しかも剛度は高いのがよい。

〔解説〕 固有振動数が高くなって震度法が適当であるような範囲では地震力は構造物の重量にはほぼ比例するので、自重を小さくすることは 上部構造にとっても またそれを支える下部構造にとっても好ましい。上部構造が軽ければ また下部構造の規模も小さくなるので下部構造自体の地震力も小さくなる。

一般に構造物の剛度を高くすることは 振動数が高くなり 耐震的に都合がよいが そのために自重が増すとその効果が減るので注意しなければならない。

鋼げたの場合、開床式のものとは道床式に比べて 相当死荷重が軽くなるので耐震的に有利になる。また、ボックス ガーダーはI形並列のものより はるかに大きい横方向 およびひねりの剛性をもっている。

第22条 構造形式の選定

なるべく連続構造とし 振動減垂の大きいものがよい。

〔解説〕 型式と云っても 千差万別で一概には耐震に適した型式を決めることはできない。

一般に地盤が悪く橋脚が不同沈下するようなところでは静定構造がよく 不静定構造は適さないと言われていたが、最近のように鋼ぐい工法、その他新工法により余り工費の増大をみずに沈下のおそれの少ない基礎が得られるので、なるべく連続構造とするのがよい。また、ある程度の不同沈下があっても 連続げたは耐震的に有利である。確かに不同沈下による変形で構造物に応力が生じ活荷重が載ったとき 許容応力をこえる可能性があるが、コンクリート構造の引張り側のひびわれのような問題はなく 降伏点をこえた部分には塑性ヒンジが形成され 応力の再配分も行なわれる

のでさらに高い荷重に耐えることができる。まれにおきる地震に対しては このように不同沈下や変形によって弾性域をこえる部分ができても最終耐力が大きく、また橋脚から落下するおそれの少ない連続構造を用いる事は大いに意味がある。等スパンの連続げたの場合 たとえ橋脚が1本倒れても 鋼鉄道橋は自重には耐える事ができるので 復旧に便利である。しかし、不同沈下をそのままにしてくり返し荷重を載せることは疲労破壊の原因になるので支點高を調整する必要があるが、たとえ単純げたでも不同沈下すればレール高低の関係で調整を必要とする。

ラーメンは橋りょうと橋脚が1体となった構造であるから、耐震的に有利であることはコンクリート ラーメン構造の場合と同様である。脚の移動のないようなよい基礎であることがもちろん好ましいが、たとえ地震によって脚の間が開いたとしても 相当耐力は大きい。脚間隔を保つ方法として地中ばりで脚の基礎を互いに連結する法があるが、これによりラーメンをより耐震的にすることができる。しかし、この場合地中ばりが その上の荷重によって曲げられることがないよう 引張り材のまわりに余裕を作って 直接上から荷重がかからないようにしたり、腐食から保護するよう考慮しなければならない。

普通 連続げたでは一支点で水平力をうけもち支間が200~300m以上というような長大なものとなると その橋脚や支点付近の規模は大きいものとなるが、ゲルバー形式にすれば 地震力を分散することができる。世界で最長の鉄道橋は イギリスのForth Bridge (カナダのQuebec Bridge)であるが、中央支間約520m (約550m)でゲルバートラスである。

アーチの中タイドアーチのようなものは外的には静定で単純トラスと余り変りがないが、上路形式のアーチ 特に両端固定のものは実例から見ても地震による被害が小さいようである。地震により支点が変位した場合も 最終的な耐力は大きいと思われるが、これを正常な位置に調整しようとする場合には連続げたの調整に比して困難であると思われる。

以上に述べたものは被害と云っても 下部構造の変位、破壊に関連のあるものが主であるが、鋼橋本体としては 前条に述べたように自重の小さいものがよく しかも不静定次数の高いものほど剛度も高まって 地震に対する終局的な耐力も高くなると思われるが、いままでのところ鋼鉄道橋の上部構造そのものが地震で破壊した例はほとんどないようである。

第23条 けたの落下防止

けたが橋脚から転落しないよう 適当な装置をほどこすのがよい。

〔解説〕 橋りょうの形式としてラーメンや連続げたを選ぶことは けたの落下防止に対し、非常に有力な手段であるが、他の条件から静定構造を橋脚で支える構造は広く用いられているので、こ

れについて適当な落下防止法を考えなければならない。

震害の代表的なものとしては単純げたが連続してかかっている場合 けたが次々に押されて落ちることがある。このような害を防ぐ方法として次のようなものが考えられる。

- ① 橋りょうの支承から端迄の長さを大きくしておく。
- ② 橋脚のけた座を前方にのぼしておく。
- ③ 可動シューの方は温度変化によるけたの伸縮などに対し橋軸方向に移動できなければならないが、それ以上の動きは拘束するようにする。

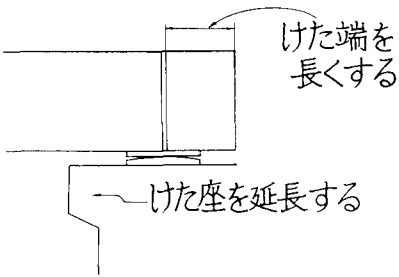


図2-5-1

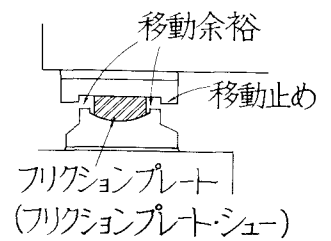
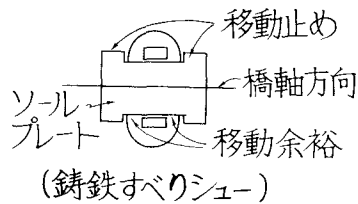


図2-5-2

- ④ けたの間にパラペットをおく。

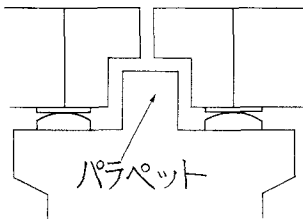


図2-5-3

- ⑤ 橋軸直角方向に対して移動止めをおく。

Iビームや槽状げた等小さいものはアンカーボルトにたよっているが、普通の鋼橋のためのシューには すべて横方向の移動止めがついているから、これで十分であると思われるが、特に必要なら パラペットを側方にも立てることが考えられる。

- ⑥ けたと橋台またはけたとけたをたがいにつなぐ。

つなぎ方についてはいろいろ考えられ また特許となっているものもあるが、いずれにしてもつなぐことによって支点のヒンジの作用や可動端の移動が損なわれることのないよう注意しなければならない。

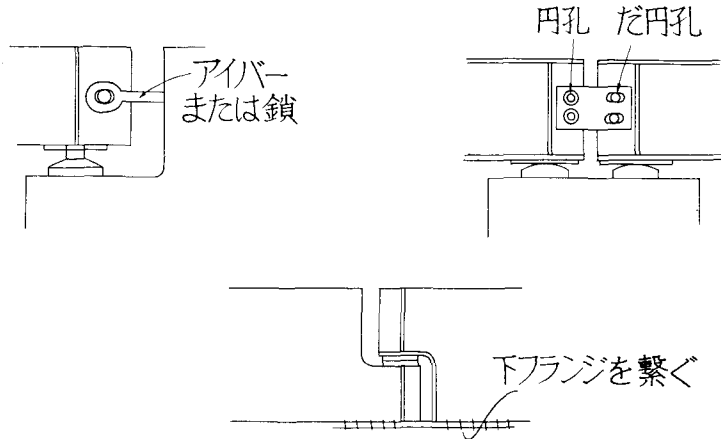


図 2-5-4 ゲルバーげた

⑦ アンカー ボルトに適度の強度を持たせる。

アンカー ボルトの強度をいかほどにすべきかは議論のあるところであるが、上部構造の重量が地震時の地動により生ずる慣性を伝える程度の強度は必要と思われる。余り強いと下部構造の変位が かって上部構造を破損することにもなる。

下部構造の大きい変位によってアンカー ボルトが切断する以外に 原因としては 地震力の伝達の方法として シュー底面とコンクリート底面との摩さつや底面のリップによる抵抗を過大視して アンカー ボルトに細いものを用いること 腐食により断面が減少したこと (アンカー ボルトのけた座面付近は特に腐食しやすい) アンカー ボルトとシューのボルト孔との間に隙間があるために 力が衝撃的に加わること また、隙間が各孔によって異なるので各個撃破されることなどが考えられる。場合によってアンカー ボルトが抜ける可能性もある。上端力の大きい場合や 水平力による曲げの大きい場合引抜き力がおこる。設計時にアンカー ボルト下端にアンカー プレートを入れることを指示されているのに それを入れ忘れたり ボルトのまわりのコンクリートが寒いために付着力が不足した場合に抜ける可能性がある。

上端力の大きいことが予想される場合、アンカー プレー

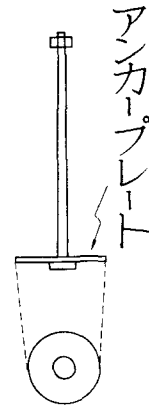


図 2-5-5

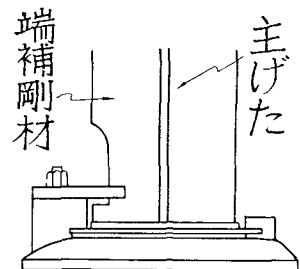


図 2-5-6

ムを埋め込み アンカー ボルトと連結するのがよいが、カウンター ウェイト等を利用してアンカーにかかる力そのものを軽減することを考慮するのが安全である。

橋脚のコンクリートがボルト部からかけ落ちた例があるが、アンカー ボルトのまわりはよく配筋しておかなければならない。

アンカー ボルトが最終的に抵抗するまでにはせん断力以外に相当曲げも加わるから アンカーボルトの材料はのびのよい靱性に富むものがよく腐食しないよう 防護することが必要である。

ソール プレートと主げたとの連結や 上シューと下シューの連結もアンカー ボルトに見合った強度を持たせないと意味がない。

プレート ガーダーで特に横転倒防止を確保する必要がある場合には 図2-5-6のように引っかかり部分をつけるのがよい。

また、横転に対する安定は左右の主げたの中心間をひろげれば改善され アンカー ボルトにかかる力も小さくなるが、そのようにするのが不経済な場合 けた端部のみを横方向に幅をひろげることがある。

水平抵抗にはアンカー ボルトのせん断力だけでなく シュー底面とコンクリート座面の摩擦つやシュー裏のリップによるコンクリートの支圧も考慮に入れてよい。

トラス等で重量が大きくて けたと上シューのとりつけボルトが水平抵抗に対して不足する場合には 上シューに突起部を設けて、けたの下部にあけた孔に合わせたりする。

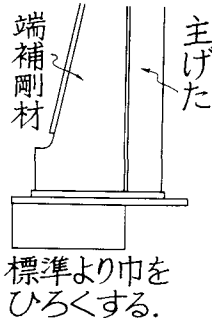


図 2 - 5 - 7

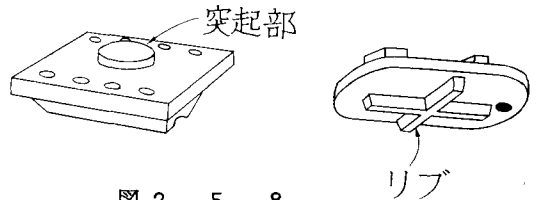


図 2 - 5 - 8

第 24 条 地震水平力の集中と分散

地震による水平力を集中してとらせるのと 分散してとらせるのといずれが経済的であるかを考慮しなければならない。

〔解説〕 橋りょうが連続してかかる場合や 連続げたの場合、地震による水平力を特定の支点に集中すべきか 各支点に分散させるべきか条件によって得失があるので一概に定めることはできない。

常時荷重による鉛直力を支持するために 各橋脚にはある最小限度の強度が必要であるが、地震水平力をうけさせるときにも この橋脚の大部分を可動脚として遊ばせてしまうのは不経済であるから 可動脚と固定脚の区別をなくして、各橋脚になるべく水平力を分散させようと云う考えがある。

次にもし各橋脚に水平力を均等に分散させると 各橋脚ともケーソンのような高価な基礎が必要になるけれども、ある橋脚に水平力を集中してしまえばその橋脚のケーソンは大きくなっても その他の橋脚は常時の鉛直力に対するだけの簡単なくい基礎ですむので 全体の工事費は安くなる場合がある。特別な理由で 構造の一部が水平力に抵抗し易くなっている場合や 可動脚とすることによって各橋脚に水平力を分担させる場合の橋脚の基礎と種類が違って来るような場合には 基礎の種類が変わると工事費に相当に差が出るのでこの考え方が有利になる。

橋りょうの規模が大きくなると 地震力を特定の橋脚に集中させると 支点の構造や 橋脚基礎の構造が無理になり 地震力の分散方式をとらざるを得なくなる。吊橋につぐ長大橋がゲルバー構造やアーチ構造である理由の一つはそれである。

連続げたで地震水平力を各橋脚にとらせるために 支点到水平方向に可動のオイルダンパーを用いたり、支点と 水平方向に張ったP S鋼線で橋りょうをつないだ構造も考えられているが、いずれも 構造減衰力を大きくして 振動を抑えるに役立つとともに 温度変化によるような徐々な変位には抵抗せず、地震力のような急激な変位には抵抗して固定支承のような作用をする特殊な装置である。

第25条 上部構造および下部構造の強度と固定度

上部構造および下部構造の強度は均合のとれたものでなければならない。また、兩者をつなぐ固定度は適当に選ばなければならない。

〔解説〕 いままでの震害例では 上部構造のみが壊れて下部構造は健全であったと云う例はまずなく 反対に上部構造は健全であるが 下部構造が損傷した例は多い。また、上部構造が破壊した例でも それは下部構造の変状の結果落下したり 押されたためのものが多い。そこで上部構造と下部構造の耐震強度を比べると 下部構造の方が弱いのが実状であるが、構造物全体の均合から云えば むしろ下部構造の方が上部構造よりもいっくらか耐震の安全率は高くあるべきであろう。

次に上部構造と下部構造をつなぐ固定度はどの程度にすべきかはむづかしい問題である。これに関していくつかの意見がある。

① 復旧のことを考えると上部構造は落下しないようにすることが必要である。

- ② 下が交通路である場合 交通妨害となるから落下してはならない。
- ③ 上部構造を丈夫にして橋脚との連結を強くすれば 橋脚の変位を抑えるのに役立つ。
- ④ 上部構造で橋脚の変位を抑えることは 上部構造に相当の強度が必要となるし、かえって上部構造を破壊してしまうことにもなるから むしろ上呉構造と下部構造との固定度は余り強くない方がよい。
- ⑤ 構げたは落下しても必ずしも致命的な破壊をするものではないから、むしろ固定度は弱くして、けたは落ちて大きい質量で橋脚の上部をゆらさない方がよい。上部構造の復旧の方が下部構造の復旧よりも容易であるから 上部構造を犠牲にしても下部構造の方を保護すべきである。等であるが実例から見ると けたが落下していない場合の方が下部構造の損傷も少ないようであるし、いろいろの理由で落下しないように配慮すべきであると思われる。しかし、あまり 固定度が強いと脚に大きい地震力をおよぼし また橋脚の変位が上部構造を損傷することになる。

最もよいのは アンカー ボルトの強度は 上部構造の重量による慣性力を阻止する程度にとどめそれ以上は可動支承のアンカー ボルトにも期待し また、第23条に述べた種々のけた落下防止装置を採用することである。できればその落下防止装置も2種類以上ついていれば安全度は非常に増すことになる。

第26条 安定の検算

耐震構造とする場合 強度上の検算のみでなく 安定の検算も十分に行なわなければならない。

〔解説〕 転倒に関しては一般のところでは既に述べたので ここではゲルパーげたや連続げたの場合について述べる。

連続げたやゲルパーげたでは支間の配分や荷重の配分によって端支承に揚力を生ずるおそれがある。連続げたの場合にはたとえ揚力がおきてアンカー ボルトが切断されたとしても落下にはいたらないけれども ゲルパーげたの場合には不安定となって落下と云う事態がおこり得る。鋼鉄道橋は比較的自重が小さく活荷重が大きいので 死荷重に対しては安定であっても活荷重の位置や大きさによって不安定となる可能性が大きい。

第29条 脱線防護

けたの変状に対し できるだけ脱線の防護処置を計るのがよい。

〔解説〕 列車が橋りょうに進入する直前の地震でけたが変状した場合、レールの通りいかによって列車が脱線する場合としない場合がある。もちろん、地震によって 上部構造も下部構造も変状しないように丈夫になっていれば問題はないが、経済性とも関連があるので 絶対変状しない構造物はむずかしい。そこである程度変状しても列車の走行に耐えるようにしておく事は大切である。たとえば、レールとけたとの締結をより強固にすること、護輪軌条の強化、けたの移動によって付近のレールの通りが急変しないよう 緩衝けたを入れたり 橋台付近のレールがけたとともにある程度移動するようにすることなどが必要である。

特に橋りょう近辺のレール継目ははずれないよう注意する必要がある。

第 6 章 カルバート

第 28 条 カルバートの構造

カルバートは その用途および重要度に応じて 形式をえらび 断面を定めなければならない。

〔解説〕 カルバートは 交通量あるいは流水量、建設位置の地形、地質、等を十分調査して その形式および断面寸法を決定しなければならない。

一般に使用されているカルバートとしては ラーメン構造のもの、アーチ形のもの、橋りょう形のもの、パイプ状のもの、等がある。(図 2-6-1)

ラーメン構造のものは スパンがあまり大きくなければ地盤が不良の個所でも 一般に 耐震的に有利である。

無筋でつくられたアーチ形のカルバートは 震害をうけているものが多く、重要な個所では 鉄筋コンクリート構造のものを使用するのがよい。

単純版形の場合は スパンが小さい場合に使用するのがよいが、版の支承部は アバットにヒンジで結合するのがよい。

パイプ状のものは 特に、路盤転圧時の偏土圧等をさけるように施工しなければならない。

軸方向に可撓性のあるカルバートは 継手および接合部の構造を強固にすれば 耐震的なものとなると考えられるが、常時の土圧によって大きいたのみなどを生ずるおそれがあるので 特に 地盤の調査を入念に行ない 適当な処置をとらなければならない。

〔解説〕 列車が橋りょうに進入する直前の地震でけたが変状した場合、レールの通りいかによって列車が脱線する場合としない場合がある。もちろん、地震によって 上部構造も下部構造も変状しないように丈夫になっていれば問題はないが、経済性とも関連があるので 絶対変状しない構造物はむずかしい。そこである程度変状しても列車の走行に耐えるようにしておく事は大切である。たとえば、レールとけたとの締結をより強固にすること、護輪軌条の強化、けたの移動によって付近のレールの通りが急変しないよう 緩衝けたを入れたり 橋台付近のレールがけたとともにある程度移動するようにすることなどが必要である。

特に橋りょう近辺のレール継目ははずれないよう注意する必要がある。

第 6 章 カルバート

第 28 条 カルバートの構造

カルバートは その用途および重要度に応じて 形式をえらび 断面を定めなければならない。

〔解説〕 カルバートは 交通量あるいは流水量、建設位置の地形、地質、等を十分調査して その形式および断面寸法を決定しなければならない。

一般に使用されているカルバートとしては ラーメン構造のもの、アーチ形のもの、橋りょう形のもの、パイプ状のもの、等がある。(図 2-6-1)

ラーメン構造のものは スパンがあまり大きくなければ地盤が不良の個所でも 一般に 耐震的に有利である。

無筋でつくられたアーチ形のカルバートは 震害をうけているものが多く、重要な個所では 鉄筋コンクリート構造のものを使用するのがよい。

単純版形の場合は スパンが小さい場合に使用するのがよいが、版の支承部は アバットにヒンジで結合するのがよい。

パイプ状のものは 特に、路盤転圧時の偏土圧等をさけるように施工しなければならない。

軸方向に可撓性のあるカルバートは 継手および接合部の構造を強固にすれば 耐震的なものとなると考えられるが、常時の土圧によって大きいたのみなどを生ずるおそれがあるので 特に 地盤の調査を入念に行ない 適当な処置をとらなければならない。

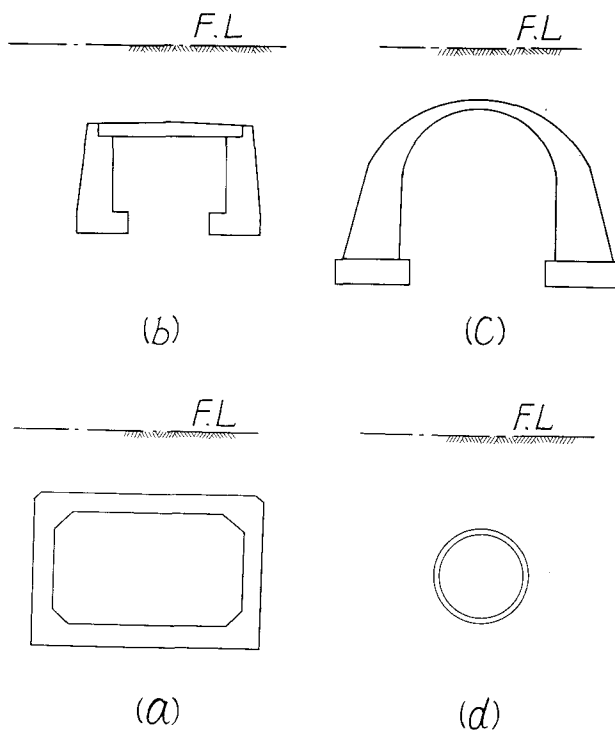


図2-6-1 カルバート

第29条 カルバートがうける土圧

カルバートが 常時にうける土圧は静止土圧とする。

地下水がある場合には 地震時に壁面の摩さつが減少することを考慮して 浮力の影響を検討しなければならない。

[解説] カルバートのように その壁が剛で その変形および変位が十分小さい場合は 一般のよう壁がうける土圧に比して 静止時に相当大きい土圧をうけるものであるから特に 地震時の土圧のほか静止土圧についても検討しなければならない。静止土圧係数は砂質および粘土質の土の場合に対し 0.5程度とするのが普通である。

地下水がある場合は 地震時に壁面の摩さつを減少させ 揚水圧、浮力等の影響を考慮して 浮力に対して少なくとも1.2以上の安全度が得られるよう設計するのがよい。

第30条 地震の影響

軸方向に長いカルバートは 地震時には 断面内の曲げのほか 軸方向の曲げまたは引張りをうけることがあるので入念に基礎を施工し 軸方向に十分な鉄筋を配置しなければならない

ない。また、必要に応じて軸方向の適当な間隔にヒンジ構造の継手を設けるのがよい。

〔解説〕 カルバートはその壁面にうける地震時の土圧に対してはボックス ラーメンとして応力計算を行なう。

軸方向に長いカルバートの場合は 地盤の不同沈下、盛土の崩壊、等により、軸方向に大きい曲げをうけるのでカルバートおよびその周辺の基礎は入念に施工し 必要によりくい基礎を設け 軸方向の適当な間隔にヒンジ構造の継手を設けるのがよい。この場合、継手は各部を強固に連結する構造のものでなければならない。地盤の性質が大きく変化する個所には 特にこの種の継手を設けるのがよい。

端部付近では 盛土の崩壊により軸方向に大きい引張力をうけることがあるので、端部の土留壁の高さを低くできるようにカルバートを盛土の外に十分にのばし 必要に応じて法尻にくい打ちを行なうなどの施工を行うのがよい。

所要の軸方向鉄筋量の算定は困難であるが 次のように考えて求めた軸方向の曲げモーメントによって鉄筋量を算定すれば 弾性支承上のはりと考えて求めてものに比して 一般に安全側である。

はりの基礎があまり軟弱でなく かつ、外荷重が盛土のように大体梯形状の分布をなすときは はりの反力を簡単に梯形状に分布すると仮定して略算することができる。すなわち、図2-6-3において q を築堤載荷量、 p を反力とし p の分布を梯形状であると仮定すれば はりの両端 A 、 B における p の値は次のように求められる。 Q を築堤荷重の和、 N を築堤荷重の A 点に関するモーメントとすれば

$$Q = \frac{(l+B)}{2} q_0 \quad N = \left\{ \frac{l(l-C)}{2} - \frac{a^2 - c^2}{6} \right\} q_0$$

で

である。いま、反力の合力が Q 、その A 点に関するモーメントが N なるごとく定めれば

$$P_2 = \frac{2}{l} \left(\frac{3N}{l} - Q \right), \quad P_1 = \frac{2}{l} \left(2Q - \frac{3N}{l} \right)$$

となる。これは反力が確定されるから 任意の断面における曲げモーメントを求めることができる。

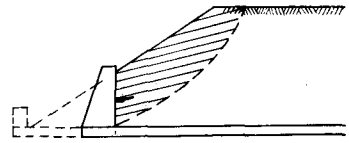


図2-6-2

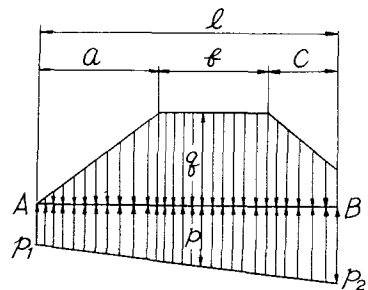


図2-6-3

第 7 章 よう壁および土留壁

第 3 1 条 よう壁および土留壁

よう壁の形式の選定にあたっては現場の状況に応じ 適切なる形式を選定しなければならない。

〔解説〕 よう壁の形式としては種々あるけれども よう壁を施工する現場の実情に応じ高さ、形式を決定することになるが そのような形式を選定するにしても 常時は云うにおよばず 地震時においても転倒、すべり および沈下に対して安定であるような形式にしなければならない。

特に耐震性を考えた場合、鉄筋コンクリートよう壁が優れているが、高さが低く地盤の良好な場合には 無筋コンクリートよう壁でもよい。地震時土圧がよう壁に短時間集中してかかるような場合、よう壁が最少でも変位することができると、土圧は急激に減少すると云うことから高いよう壁等の場合には 特にこのことを考慮して形式を決定する必要がある。

以下に標準的なよう壁の形式を示す。

(図 2-7-1)

① 重力式は自重によって土圧を支えるも

ので無筋コンクリートで作られる。高さが低い場合 基礎が堅固な場合に有利である。よう壁高さ大体 4 m くらいまでに使用される。

② 半重力式は重力式の上部断面を薄くして、コンクリートにおこる引張応力に対し鉄筋で補強したもので、よう壁高さ大体 4 m くらいまで使用。

③ L 型(逆 T 型)は材料を減らして自重が小さくなるのを土の重量で補って安定を保つようにしたもので、よう壁高さ大体 4~6 m くらいまでに使用。

④ 控え壁式および支え壁式は L 型では 鉛直壁の強度が不足する場合 これを補うために用いる。大体 5 m 以上の場合に使用する。

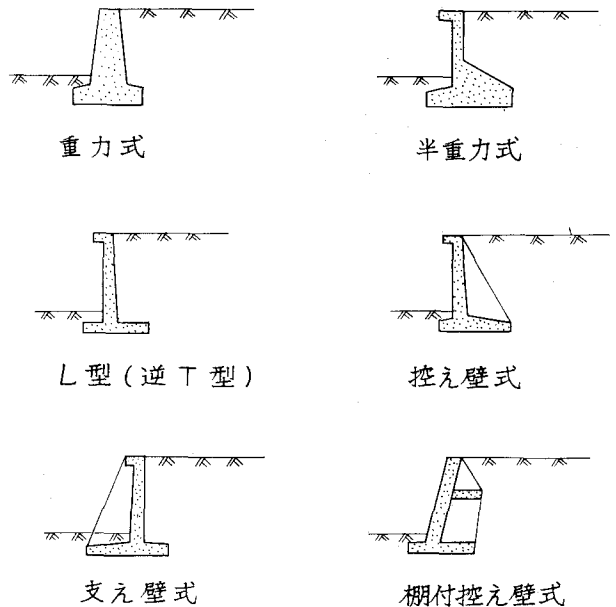


図 2-7-1

⑤ 棚付控え壁式は特に高さの高い場合に用いて有利な構造である。

第32条 基礎

- (1) よう壁の基礎構造は その目的に応じ上部の構造物，地盤の条件，施工場所等を考慮し地震力に対しても有害な変状を生じないようなものでなければならない。
- (2) 基礎は 確実に施工できるものでなければならない。

〔解説〕 (1)について 地震時よう壁が破壊した例としては不同沈下によるものが多い。また，障害を起したよう壁を復旧する場合も く体の部分を補強し復旧するのに比し 基礎の部分を復旧するには 著しく時間と経費がかかり 多大な労力を要する。特に地盤が軟弱な場合は一般にきわめて困難であり，ゆえに，基礎の決定に当っては設計者の豊富な経験と冷静な判断が要求される。

有害な不同沈下を生じさせないためには，底面の反力分布がなるべく一様になるようにし 必要によりくい基礎等を用い またよう壁に適切な継目を設け 不同沈下が他におよばないような対策をする必要がある。また，同一フーチングにおいてくい基礎を一部分だけ用い，他は面基礎と云うような異種基礎を混用することは，不同沈下の原因となり，極力避けなければならない。

(2)について どんな理想的な基礎構造でも それが實際上施工できないものであったり また施工が不能でないまでも きわめて困難であったり また危険をともなったり 不当に長い工事期間や多額の経費を要するものであれば 工学的意味において不合格である。

現在の施工技術からみて確実に施工できるもの 施工によって隣接地に悪影響をおよぼさないもの および工期的あるいは経済的にみてある常識の限度内にあるものであることがその選定に当っての要件である。

第33条 よう壁のく体

- (1) 鉄筋コンクリートよう壁は 地震時の沈下，変位および背面土の沈下等を考慮して用心鉄筋を適切に配置しなければならない。
- (2) 伸縮目地—よう壁は 基礎地盤の条件等に応じて適当な間隔で縦方向の構造目地を設けなければならない。

〔解説〕 (1)について 地震時 力の方向は 常時の力の方向と反対の場合もおこり得るし また，ある程度の不同沈下および変形を考慮して用心鉄筋を適切に配置する必要がある。地震時よく背面土が沈下してよう壁が後にひかれることがあり，このためく体にひびわれ，変形を生じている例が

見られるので設計に当っては、く体の前面等にも鉄筋を入れる等のことが必要である。また、施工継目の部分に被害が多く見られる点から特に施工継目の付近では十分なる用心鉄筋を配置する必要がある。

(2)について よう壁を耐震的にみた場合よう壁が長い区間にわたってヒンチ構造等でつながっている場合の方が全体として地震力に抵抗するのでよいと云う意見と、よう壁が地震時に破壊する場合、災害を地におよぼさないのがよいと云う意見とがあるが、前に述べたけた等に耐震的にみて一連のけたをつないでおく方がよいと云う考え方からよう壁も前者の意見の方がよいと思われる。

① よう壁が長く続く場合には 状況によって異なるが縦方向の伸縮目地を設けなければならない。以下に標準の目地間隔を示す。

- | | |
|--------------|-------|
| ① 重力式および半重力式 | 1.0 m |
| ② 逆T字またはL型 | 1.5 m |
| ③ 控え壁、支え壁 | 1.7 m |

基礎が良好な場合（ $N=50$ 以上）上記の数値を

① 1.5 m ② 2.5 m ③ 3.0 m まで上げることができる。N値が10以下で不同沈下が予想される場合でも①、② 4 m ③ 8 m以下にしてはいけない。

④ 支え壁式、控え壁式よう壁の場合 支え壁、控え壁断面内に構造目地が入らないようにせねばならない。また、控壁からの片持ばりの長さに応じて応力の検討をなし 適切なる補強鉄筋か入れなければならない。

第34条 根入れ

基礎は なるべく深くさげておくことが望ましい。

[解説] 構造物の安定上からも 前面の抵抗を増加する目的からも 一般に基礎は深くさげておく方がよい。

地震時の被害の状況よりみても一般に浅い基礎は 安定性が悪く 特にゆるい砂質土等では、浅い基礎面下の土が流動し易くなり、側方に移動したため基礎が沈下し よう壁が大きな被害をうけた例がみられるので 地震時、特に影響をうけやすい不良土質個所では 特に基礎を下げるのが望ましい。また、一般的にも 地盤の凍害、乾燥収縮、流水による洗掘等による被害をさけるためにも 1 m以下の根入れは望ましくない。

第35条 裏込め材料および排水

- (1) よう壁の背面には 排水を考慮した適当な厚さの裏ぐりを入れなければならない。また、地震動によって一時に流動化し 急激に土圧が増大するような材料を使用してはならない。
- (2) よう壁背面土の排水に関して十分な処置をしなければならない。状況によりやむを得ずこの処置ができない場合には 土圧の計算にこれを考慮しなければならない。

[解説] (1) 裏込め材料

裏込め土の地震時土圧に関する実測資料が少なく 特に破壊的な地震時の状態は まだよくわかってはいない。

軽微な地震に対して粘土質の土で土圧測定した例では 地震の前後および地震動中で何らの変化も認められなかった。しかし、鋭敏比の高い粘土や ゆるい状態、特に非常に大なる間げき比を持つ砂では 地震動によって一時に流動化してせん断抵抗が零に近くなるおそれがあり、それによって急激に土圧が増大することも考えられる。また、背面土にこのような層を含んでいる場合には その土層に沿ってすべり面が生ずるおそれがあるから注意を要する。一般に次のものは裏込め材料に使用してはいけない。

- ① ベントナイト，蛇紋岩風化土，温泉余土，酸性白土，凍土，腐植土
- ② 自然含水比が液性限界をこえている土
- ③ 上記以外の土でも軽石まじり土，雲母質の土などの乾燥単位重量の低い（1.0以下）土
- ④ 大往の岩塊または石炭ガラ

(2) 排水水

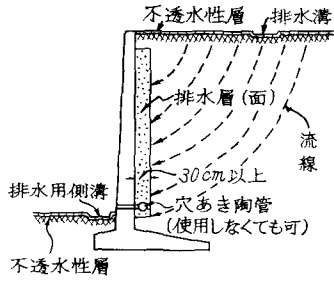
よう壁の背面の土は 雨水その他によって含水量が増加し あるいは浸水状態になると単位重量の増加，内部摩擦角，粘着力の低下，粘性土の場合の膨脹などを生じ あるいは浸透圧静水圧などの水圧も加わって 著るしく土圧を増大する。

こう云う条件と地耐力とを合わせて考えて構造物を作ることは 不経済と言うばかりでなく 設計不可能に近い場合さえ生じることになる。

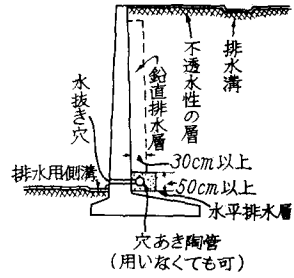
一般によう壁は 地下壁等の場合と異なり 背面土の排水を行なうことが可能であり したがって 十分なる排水処置を設けることを前提として通常水圧は考慮しない。

よう壁の設計に影響を与える水について考えると

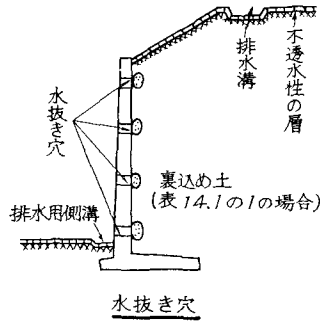
- ① よう壁背面または 前面に直接降った雨水の土中への浸透
- ② 土圧や前面の洗掘に直接には関係しない位置であるがその近くに降った雨水または 他の排水



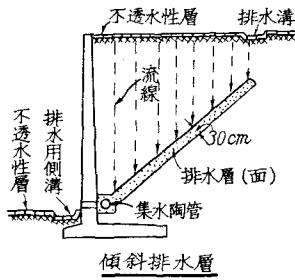
連続背面排水



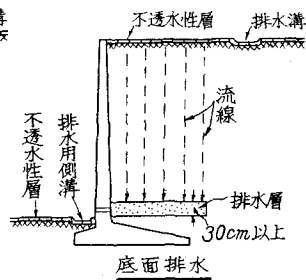
背面溝形排水



水抜き穴



傾斜排水層



底面排水

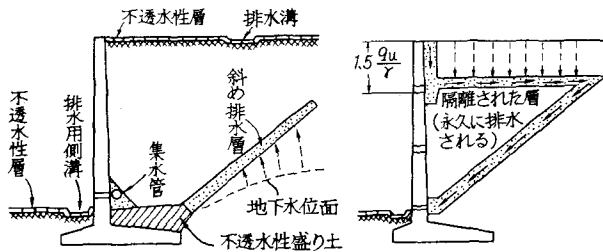


図 2 - 7 - 2

などが流れて来た場合

③ よう壁から若干離れた位置から流れてくる地下水のようなもの

以上のような各場合に対して次のような処置あるいは考慮をする。

a) 表面排水，上述の①，②の各表面水が土中に浸透しあるいは土を洗掘しないように地表面に不透水性の層を設けるとともに 地表面水を集めてよう壁に影響しない場所に導く排水溝を設ける。

b) a) の処置を行なったにもかかわらず 前述の①，②，③の各項によって土中に浸透した水が滞水しないようにこれを集水し，障害をおよぼさない位置に誘導排水する処置をする。次のごとき各種の方法がある。

第36条 土留壁

土留壁は 現場の実情に応じ目的に合致するよう施工し，その構造上，土留壁が崩壊した場合 列車の運行に重大なる支障を生ずるような個所に使用してはならない。

〔解説〕 土留壁も土留よう壁もともに その重力によって土圧に抵抗して法面を維持するものであるが，土留壁は 背面に土がないと自立できないのに対し 土留よう壁は背面に土がなくとも自立できると云う点で国鉄では 区別されている。

土留壁の標準図は後にも述べるような設計条件で作られたものであり，特に地震時土圧等を考慮して設計されたものではないので 土質条件が非常によい場合のみに適合するもので，普通の土質の場合に そのまま使用することはできない。特に土留壁がくずれた場合直接列車の運行に支障を生ずるようなところでは応力解析の比較的明確なる。よう壁として設計施工すべきである。

土留壁としては 間知石積，割石積，雑石積，コンクリートブロック造，コンクリート造，などがあり，また，工法によって空積と練積に別けられるが 近年は コンクリート造などの方が一般的に使用されているのでここではコンクリート造についてだけ述べる。

(コンクリート土留壁)

土留壁は よう壁に比して 耐震性の面から言えば 非常に劣るので使用しない方がよいが，経済的な面から また，地形の点からみて 使用せざるを得ない場合もあるが その使用に当たっては特に注意しなければならない。

土留壁は原則として標準設計図によるものとするが，この設計に 当って使用した設計条件をよく頭に入れておかなければならない。すなわち，設計条件として土の息角を盛土の 40° ，切取り 45° で計算されているので この条件の適用されないところには 使用できないわけである。息

角 40° と云えば砂では円形良配合で密にしたもの以上 または、砂利で乾燥したもの あるいは 碎石でもなければその値をとることはできないので 一般の盛土に用いる場合は 裏込り石としてトンネルのずりとか岩石切取りの石屑を用いて十分突固めておかなければならない。

また、切取りの 45° も相当な制限をうけるので普通土では適当な水分をもつたものか 粘土混り砂では、適度に乾いたもの程度のところ あるいは風化岩石のところ等に用いられるもので 45° 以下を考えられるところは十分裏込り石で用いるかよう壁とすべきである。

標準図として6mまでできているが 以上述べたとき条件の場合に使用できるものであって 盛土したまま あるいは切取りしたままの法面でももつが 風化その他保護のために土留で押えておくとうくらいの目的で使用すべきである。また、土留がくずれた場合 重大な影響を与えるような個所ではつとめてよう壁形式とすべきである。

また、土留崩壊の主な原因を調べてみると、基礎の不良による不同沈下、すべり出しあるいは裏込土の沈降にある。それゆえ、基礎は 堅固な地盤にとりつけるのを原則とするが、くり石や砂利等を十分に突き固めて不同沈下を起すおそれのない基礎としなければならない。また、裏込めは土留壁に加わる土圧を軽減し、また、地山と土留壁をなじませる意味でも必要であるが 第一の目的は 水を通すことであるから通水効果が簡単に失なわれる構造であってはいけなない。裏込めには一般にくり石が用いられるが、くり石にとらわれず 排水効果がよく継続してその機能を保持できる構造とすることに心掛けるべきである。また、裏込めの効果の一つに寒冷地における土留壁の凍結作用による破壊の防止がある。すなわち、土が凍結現象をおこすようなところでは 地下水位を下げることにより凍結による害を少なくすることができる。ただし、土留壁の排水孔が凍結すると背後の水は凍結しなくても水位が上り さらに水が停滞するので凍結する危険を生ずる。したがって、ときどき巡視して凍結していたら孔を掃除するようにする。

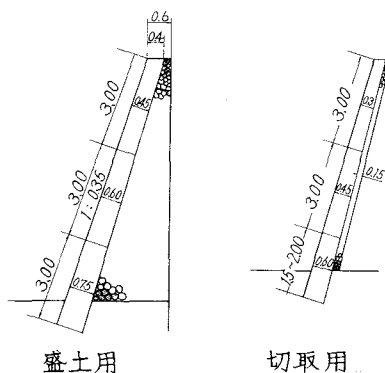


図 2 - 7 - 3

第 8 章 盛 土

第 37 条 盛 土

次の条件における盛土の設計，施工については耐震的な考慮を払わなければならない。

- (1) 軟弱地盤上の盛土
- (2) 構造物に接する盛土
- (3) 高盛土
- (4) 傾斜地盤上の盛土
- (5) 純砂盛土

〔解説〕 (1) 一般的事項

従来 盛土については耐震設計はもちろん 地震に対する一般的な考慮も払われていなかったと云ってよい。これは盛土はたとえ地震により沈下，変状が生じても 復旧が比較的急速に簡単に行えることと 盛土の妥当な耐震設計方法が解立されていなかったことによると思われる。

列車速度が小さく また，列車密度が小さかった時代には 盛土が破壊しても それによって生ずる被害は比較的軽微であったが，現今のように列車速度，密度とも急速に大になると 盛土の沈下，変状により列車脱線，転覆の機会が大きくなり，これによって生ずる被害もまた甚大なものとなる。したがって，盛土についても 地震に関して従来のように野放しで放置しておくことは 漸次ゆるされなくなってきており 厳密な意味での耐震設計はできないとしても 何等れかの耐震的な考慮が必要と思われる。

まず，どんなところの盛土が特に地震をうけているかを過去の大地震の被害経験からみってみると次のようになる。

- ① 軟弱地盤上の盛土
- ② 構造物に接する盛土
- ③ 高盛土
- ④ 傾斜地盤上の盛土
- ⑤ 純砂盛土

以上のうち，震害の著しかった盛土をみると 必ずと云ってよいほど軟弱地盤上に位置するものであり はなはだしいものは完全に破壊陥没した例も知られている。軟弱地盤上の盛土は特に要注意と考えられる。

ついで被害の多いのが構造物、特にアバット背後の盛土で アバットの傾斜、移動とも関連するが 沈下、クラックなどの変状が生じやすく 軟弱地盤上にあたる時は被害がさらに著しくなる。

高い盛土や 傾斜地盤上の盛土も比較的被害を受け易いと思われる。

粘着力のないさらさらの砂よりなる盛土は その盛土が水で飽和しているときは地震動により流動化することがある。特に軟弱地盤上の砂盛土は危険である。

被害をうける盛土はほとんど上記の条件下の盛土であり これについては以下に述べるようにその設計、施工に耐震的な考慮を行なうことが必要と考えられる。他の一般の盛土については 特別な条件がないかぎり 一般の土構造物の規準にしたがって設計、施工を行なえばよい。

(2) 軟弱地盤上の盛土

軟弱地盤上の盛土は常時においても 図 2-8-1 に示されるような 軟弱層を含む基底破壊に対する安全率が小さい。

震害をうけた軟弱地盤上の破壊状況を見ると 図 2-8-2 のように盛土本体は陥没し 法面は外方に回転しつつ移動して拡がり 周辺部の軟弱地盤が隆起していることが多い。このような破壊を防ぐには 押え盛土が有効であり また、外側に向かって開くように移動することを防ぐためには

本体盛土と押え盛土の間にシートパイルを打込み、両者間をタイバーで結ぶ方法が効果があると思われる。むかし 行なわれた工法であるが 盛土本体の下に木材

を井げたに組んだ木工沈床も 盛土が側方に開くように移動することに対して抵抗し 土の弱点である引張力を加えることにより効果があると思われる。また、盛土の法尻にくい打ち（少なくとも 2 列以上）することも法面のすべり落ち外方移動に対し効果があると云われている。

また、破壊しないまでも軟弱地盤上の盛土は、地震により多少とも沈下することが多いので 震害後の早期復旧に便なるよう 当初より路盤幅をある程度拡幅しておくことが望ましい。

軟弱地盤上に粘着力のない砂盛土をつくることは避けるべきである。



図 2-8-1



図 2-8-2

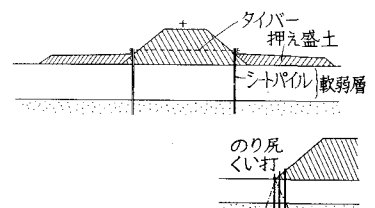


図 2-8-3

軟弱地盤上の盛土の地震時の安定計算方法は未だ確認されたものではないが $Q = \tan^{-1} K$ だけ地盤が傾いたものとして計算することも一つの方法と考えられる。

(3) 構造物に接する盛土

構造物に接する部分の盛土は 工程上 橋台やよう壁および盛土の大部分が完成した一番最後に急速に施工されることが多く、また、構造物との関係上 大型機械による締め固めが十分行ない難いなど 元来弱点となり易い欠陥をもっているところである。これらの本質的な弱点に加えて 地震による橋台などの前項、移動、ウイングウォールの崩壊、破損などがともない、アバット裏やよう壁裏の盛土は沈下、亀裂、陥没などの震害をうけ易く、軟弱地盤上にある場合は特にこの傾向が著しい。

これらの欠陥を防ぐためには、盛土材料を細粗混合した特に良質の材料を用いて入念に施工するこ

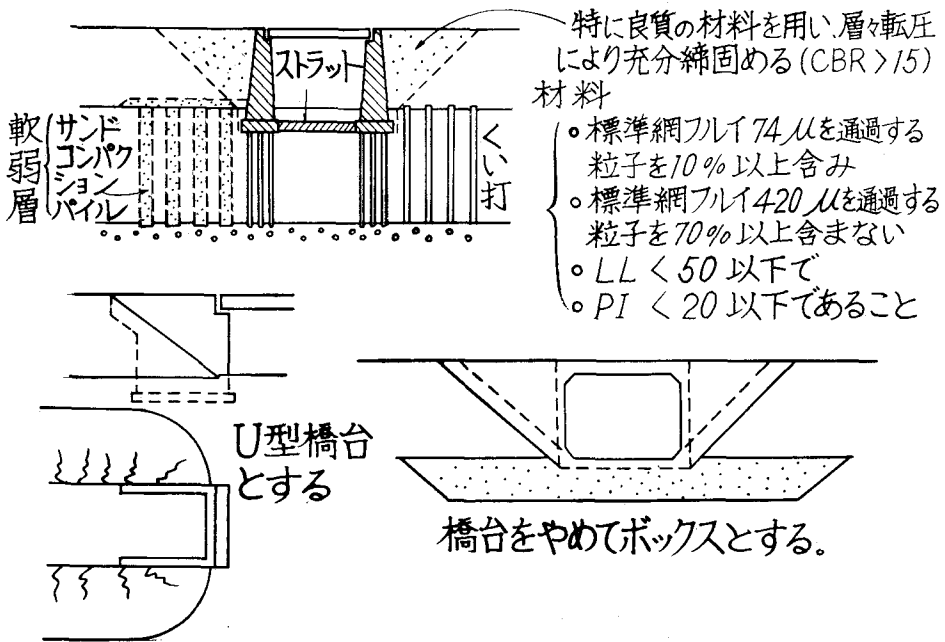


図 2 - 8 - 4

と、ウイングウォールを強化すること アバットの構造そのものを耐震的に強い構造 たとえばボックスタイプにするなどの考慮が必要である。

軟弱地盤においては アバット裏の盛土下の地盤にのみ 特にサンドコンパクションパイルやくい打ちを行って強化することも沈下の被害を軽減するのに役立つ。

次にこれらの対策工法の例を参考として示す。

(4) 高盛土

高い盛土ほど震害をうけ易く、また、被害をうけた場合の影響が大きい。経験的には盛土の震害は3m以上の高さのものにかぎられると云われている。3m以上の盛土についてすべて耐震的な考慮が必要であるとは云えないが、10mをこえるような高い盛土の場合は、材料の選択に第一に留意し、粘着力のない砂質土、締め固め困難な粘土質土、火山灰は避けて 盛土材料として優劣順位の高い良質土を用いるべきである。やむを得ず優劣順位の低い盛土材料を用いざるを得ないときは、法面勾配の緩和、犬走りの設置などで法面の安定をはかるべきであろう。なお、施工に当っては締め固めは十分行なわねばならない。

また、高盛土は地震により崩壊は生じなくても、一般に多少とも沈下する傾向があるので、早期復旧に便なるよう路盤幅は設計当初より拡幅しておくことが望ましい。

(5) 傾斜地盤上の盛土

山腹などの傾斜地上につくられた盛土は 地震時に 岩盤を蔽って存在していた風化土とともにすべり出し崩壊することがある。これを防ぐためには 盛土施工前 斜面地の風化表土をはぎとり基盤を段切して盛土することが必要である。また、低い方の法尻に地形を応じて押え盛土、上部に犬走りのある重力よう壁をつくることも効果があると思われる。

(6) 砂盛土

粘着力のない純砂の場合
斜面の安息角は その土の内部摩さつ角に等しい。一般に盛土の法面勾配は1割5分(33°42')であるから、少なくとも常時の安定必要上盛土の摩さつ角は33°42'

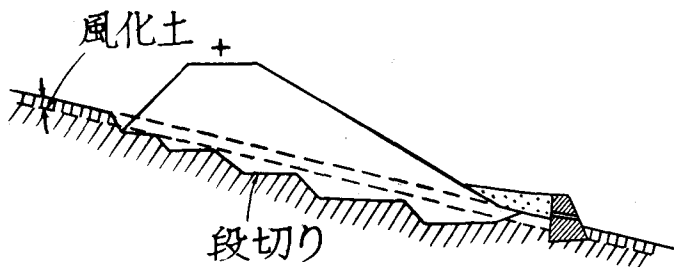


図 2 - 8 - 5

以上あるはずである。地震時の震動により砂の内部摩さつが減少するものとすれば その減少した摩さつ角が33°42'以下になると理論上法面が崩れ落ちることになる。もし $Q = \tan^{-1} K$ (Kは水平震度) だけ地震時に摩さつ角が減少するものとすれば $K=0.2$ のとき

$Q=11^{\circ}20'$ となり

$$\phi = \phi' + Q = 33^{\circ}42' + 11^{\circ}20' \doteq 45^{\circ}$$

すなわち、内部摩擦角 ϕ を 45° 以上、N値で云えば50以上に締め固めなければ地震時の法面安定が保てないことになる。これは実際上ほとんど不可能な数値である。

地震時にはたして砂の内部摩擦角が 10° 以上も低下するかと云うことと どんな砂盛土でも粘着力がまったく0と云うことはないと思われるので砂盛土がかならず地震時に破壊するとは云えないが、砂盛土の場合には幾分なりとも粘着力がとれるよう粘性土を混ぜるとか、法面勾配をゆるくする(たとえば2割、($26^{\circ}35'$))などの考慮が必要と思われる。

また、砂盛土が水で飽和している場合には 震動により液状化現象を生ずるおそれがあるので、(新潟地震における羽越線出戸～西目間の例)、図2-8

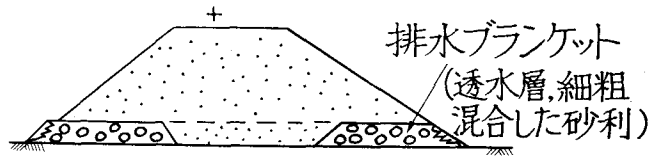


図 2 - 8 - 6

-6に示すように盛土下部ある

いは法面下部に排水ブランケットなどをつくり盛土内部の水を排除するよう設計で考慮すべきである。

軟弱粘土、ビートなどよりなる軟弱地盤上に3m以上の砂盛土をつくることは原則的に避けるべきである。

土木構造物の耐震設計指針（案）

定価 500円

昭和40年10月10日印刷

昭和40年10月10日発行

発行者 東京都新宿区四谷1丁目

羽 田 巖

印刷者 東京都新宿区須賀町14番地

井 上 一 次

印刷所 東京都新宿区須賀町14番地

株式会社 東京プリント

発行所 社団法人 土 木 学 会
T E L . (3 5 1) 5 1 3 8

東京都新宿区四谷1丁目
振替口座 東京 16828番
