

耐震強化岸壁の設計震度と液状化対策範囲の決定法

大槇正紀*、西崎孝之**、藤井照久***

Determination Method of Intensity of Earthquake, Treatment Depth and Area of Foundation of Earthquake-Resistant Quay against Liquefaction

Seiki OHMAKI, Takayuki NISHIZAKI and Teruhisa FUJII

Abstract : The fishing port construction project was planned to protect the important quays, their background and access roads against an earthquake. Reasonable design method is necessary against seismic force and liquefaction of ground due to an earthquake. An intensity of a level 2 earthquake used in the design of quay is shown. The intensity of earthquake is determined from maximum acceleration at ground surface calculated from the earthquake response analysis. The method for determination of treated depth and area of ground against liquefaction is also shown. Ground should be treated from surface to the depth where liquefaction is expected to occur. Treated area should be taken for ground to be stable against both the earthquake inertia force and liquefaction of ground.

Keywords : Intensity of earthquake, Liquefaction of ground, Design of earthquake-resistant quay

1 はじめに

北海道南西沖地震、阪神・淡路大震災を契機として、地震時の避難、救援及び緊急輸送拠点としての漁港の重要性が再認識された。このため、水産庁では、防災上の拠点となる漁港において、耐震性を考慮した漁港施設を整備する、防災拠点漁港整備事業を実施している。大規模な地震などが発生して、陸上の物資輸送ルートが途絶えた場合、その代替陸上交通路が未整備であることが多いため、海上輸送路を避難・救援・応援復旧の主要ルートと位置づける必要が生じる。この場合、その中心となる防災拠点漁港の整備及び防災拠点漁港から周辺の漁港に救援物資などを搬送できる防災ネットワークを設定する必要がある。防災拠点漁港整備事業においては、災害発生時に漁港機能の低下を最小限に食い止め、速やかに救援などを行える漁港を整備することを目的として事業を進めている。

防災拠点漁港は、観測強化地域、特定観測地域及び既知の活断層の近傍など、大規模な地震などの被害が想定される地域に位置する漁港並びに大規模な被害が発生した場合、救助

活動などに海上輸送路が重要な役割を果たす漁港で、地域的にバランスがとれ、離島、半島などにおいては、海上第二次輸送を考慮したところに配置するように考えられている。また、耐震強化岸壁以外の岸壁、あるいは防災拠点漁港以外の漁港の岸壁においても、特に耐震性への配慮が必要とされるものについては、設計震度の引き上げを行うことにより、耐震性の向上を図ることができるものとしている。

本文は、この防災拠点漁港整備のうち、耐震強化岸壁とこれに付随するアクセス道路などに適用する設計震度と液状化対策範囲の決定法をまとめたものである。

防災拠点漁港を整備するに当たり、岸壁の耐震強化を図ると共に、その背後地盤及び岸壁の基礎地盤の液状化の発生を阻止する対策が必要となる。図1に、その設計の基本フローを示す。図に示したように、防災拠点漁港としての耐震設計は、大きく耐震強化岸壁の設計と、背後地盤の検討に分けられる。前者はさらに、岸壁の耐震設計と基礎地盤の液状化対策の検討に分けられる。また、背後地盤の検討では、岸壁背後のエプロンなどの物揚げに要する施設の基礎とアクセス道路の液状化の検討が必要となる。これらの検討において、耐震強化岸壁の基礎地盤の液状化の検討と、岸壁背後の裏込め及び埋立土の液状化の検討は手法的に同じであるので、以下

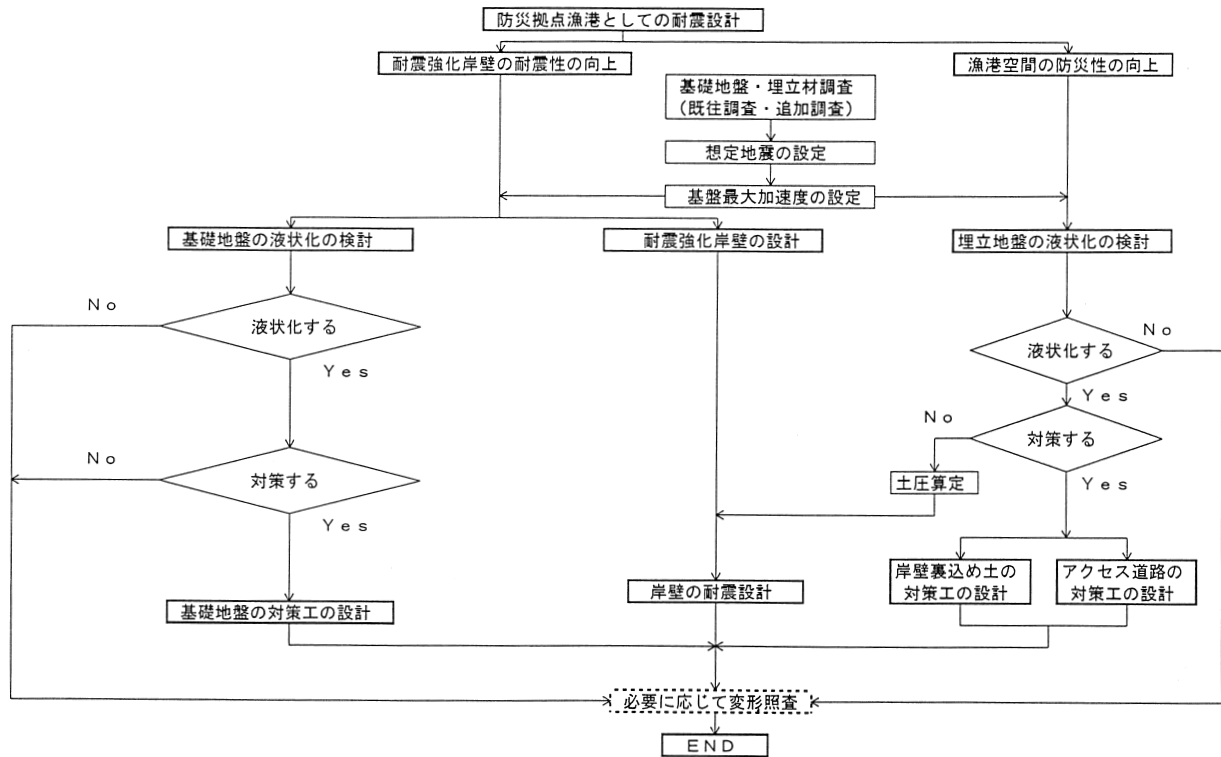


図1 防災拠点漁港としての耐震設計の基本フロー

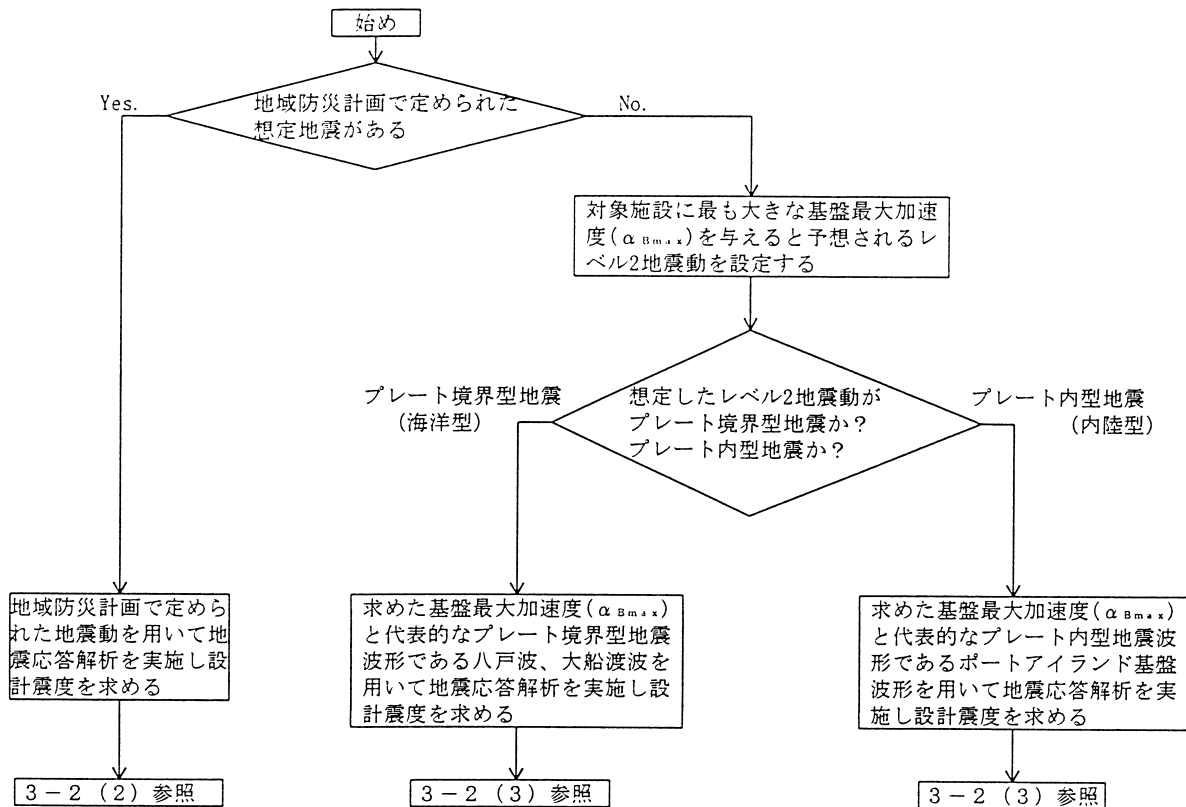


図2 耐震強化岸壁の設計震度の算定フロー

では耐震強化岸壁の設計震度の決定法と岸壁の基礎地盤とその背後地盤の液状化対策範囲の検討に分けて考える。

2 耐震強化岸壁の設計震度の決定法

2.1 設計震度の決定の基本方針

土木学会は阪神大震災後の1995年3月に「耐震基準等基本問題検討会議」を設置し、同年5月に「第一次提言」、翌年に「第二次提言」を公表した。提言の中の「耐震設計用地震及び地震動」の中では、「土木構造物の耐震性能の照査で適用するレベル1地震動は多くの土木構造物に対して従来から設定されていた地震外力に相当し、レベル2地震動は陸地近傍に発生する大規模なプレート境界地震に加えて、兵庫県南部地震のようないわゆる内陸の直下型地震も対象とする。」ことを提言している。さらに、「レベル2地震動は地域ごとに脅威となる活断層を同定し、発生する地震動を予測することを基本とする。活断層の情報から直接、地震動を決定できない場合は兵庫県南部地震の強震記録をもとに標準的なレベル2地震動を定める。」としている。

また、「耐震設計法」については、「レベル1地震動に対しては原則として構造物に被害が発生してはならない。また、レベル2地震動に対しては構造物が損傷を受けることを前提として、その損傷過程に立ち入って耐震性能を照査することが必要である。このため、レベル2地震動に対する合理的な耐震設計手法を早急に確立しなければならない。」としている。

防災拠点漁港の耐震設計に当たってもこの考え方を取り入れ、設計はレベル1地震動（中規模地震動、再現期間が概ね75年の地震動）に対しては、施設が初期の機能を保持することを目標とする。つまり、レベル1地震動では構造物が被災しないように当初の設計条件を地震後も保持できるように設計する。レベル2地震動（大規模地震動、再現期間が数100年以上の地震動）ではある程度の被災は許すがそれが軽微であり、速やかに機能が回復できる状態であるように設計することを目指す。そのため防災拠点漁港の耐震設計では、レベル

2地震動をもとに設計を行うことを基本とし、レベル1地震動に対する設計条件は、レベル2地震動に対する設計で十分に満足できるものとして取り扱う。

耐震強化岸壁の耐震設計は、震度法を基本とする。設計震度としては水平震度のみを考慮し、鉛直震度は考慮しない。

2.2 耐震強化岸壁の設計震度の決定

2.2.1 設計に用いる地震の設定

図2に、設計震度の算定フローを示す。図において、地域防災計画は、都道府県及び市町村における防災計画で、防災基本法に基づき都道府県防災会議及び市町村防災会議によって作成される。震災対策編を始め災害の種別に編が設けられ、各編においては対応の時間に沿って「予防対策」、「応急対策」、「復旧対策」に分けた記述がなされている。この図より、設計震度に用いる地震動は、

各地方公共団体の地域防災計画で定められた想定地震がある場合、

地域防災計画で定められた想定地震がない、あるいは地域防災計画がない場合、

の2パターンに分類される。以下、各場合の設計震度の算定方法について説明する。

2.2.2 地域防災計画で定められた想定地震がある場合

図3のフローに従って、設計震度を決定することができる。

すなわち、地域防災計画で定められた想定地震の地震波形及び基盤最大加速度を用いて地盤の地震応答解析を実施し、地表面最大加速度を求めてから対象構造物の設計震度を定める。すなわち、つぎのようになる。

想定地震：各地方公共団体の地域防災計画で想定している地震

地震動：地震波形、基盤最大加速度は、想定地震で定められたものを用いる。

地震応答解析：1次元重複反射モデル（例えば、プログラム'SHAKE'を用いる）による1次元の地盤応答解析を行う。

2.2.3 地域防災計画で定められた想定地震がない場合

数100年に1回程度もしくはそれ以上の大規模地震を想定したレベル2地震動で設計する。図4に、レベル2地震動を用いた設計震度の算定フローを示す。これより、設計震度を求めるには、耐震強化岸壁予定地におけるレベル2地震動を想定する必要がある。レベル2地震動は、つぎの2つの地震の中から基盤最大加速度が最も大きくなる地震を選定し、それを設計地震動とする¹⁾。

(1) 地震記録の残っている大規模な地震

歴史地震記録は、文献^{2, 3, 4)}を参考にし、その記録より地震の規模（マグニチュード）と断層面距離を求める。ただし、1884年以前に発生した地震のうち、震央位置等の断層パラメータの信頼性が劣る地震については除外する。なお、断層面距離は、図5に示したように、地中の断層面と建設地点との間の最短距離である。

基盤最大加速度は、式（1）を用いて、断層面距離とマグ

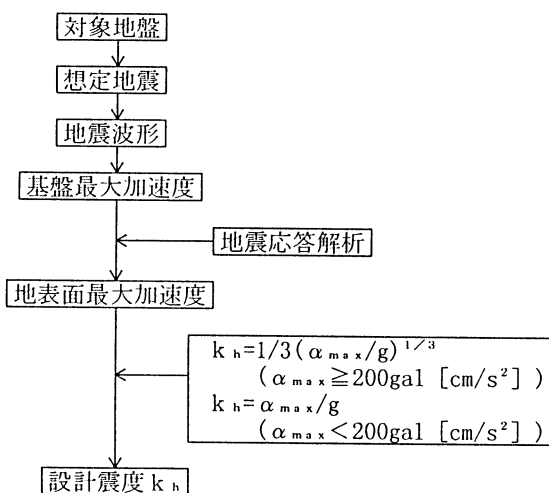


図3 想定地震がある場合の設計震度の算定フロー

ニチュードから求めることができる⁹⁾。

$$\log_{10}(\alpha_{\max}) = 0.53M - \log_{10}(X + 0.0062 \times 10^{0.53M}) - 0.00169X + 0.524 \quad (1)$$

ここに、 α_{\max} は基盤最大加速度 (gal)、 X は断層面距離 (km)、 M は地震のマグニチュード、である。

図6に、式 (1) から求まる各マグニチュードに対する断層面距離と基盤最大加速度の関係を示す。

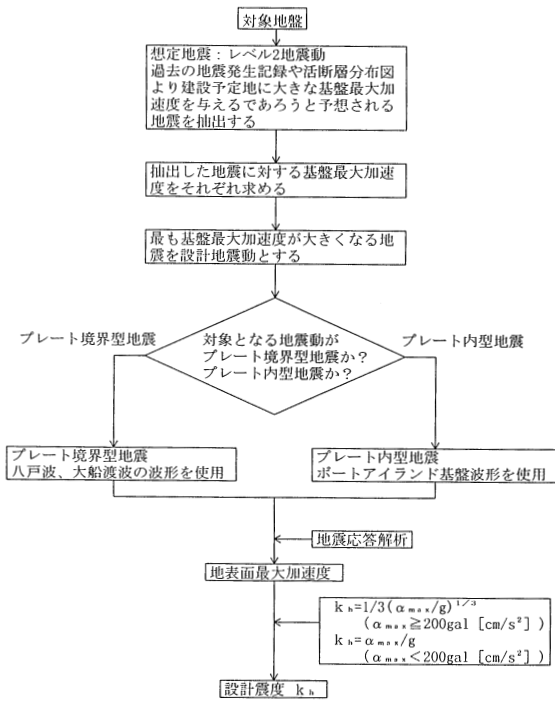


図4 想定地震がない場合の設計震度の算定フロー

(2) 対象施設周辺にあって地震発生の記録が残っていない「確実度Iの活断層」を震源とする地震

「確実度⁷⁾」は活断層の存在の確かさを示したもので、「確実度I」は活断層であることが確実なもの、「確実度II」は活断層と推定されるもの、「確実度III」は活断層の可能性のあるものを指す。内陸活断層は、文献^{7,8)}を参考にし、地表面活断層の長さ⁷⁾と断層面距離を求める。この地表面活断層の長さから、式 (2) よりマグニチュードを推定することができる⁹⁾。

$$M = \{(\log_{10} L_f) + 2.9\} / 0.6 \quad (2)$$

ここで、 M はマグニチュード、 L_f は地表面活断層の長さ (km) である。

なお、基盤最大加速度は、断層面距離とマグニチュードを用いて式 (1) から求めることができる。

ここで注意しなければならないのは、複数の活断層が近接して存在し、全体として活断層を形成している場合である。この場合は、活断層全体が同時に活動して地震を引き起こすことが多いので、マグニチュードの推定に用いる活断層の長

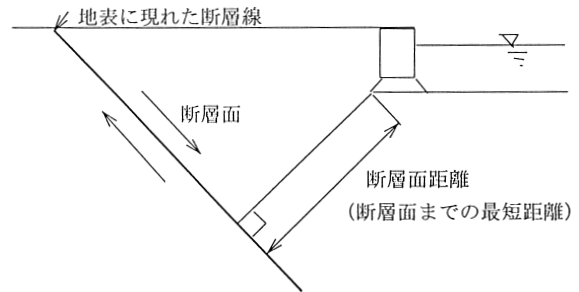


図5 断層面距離

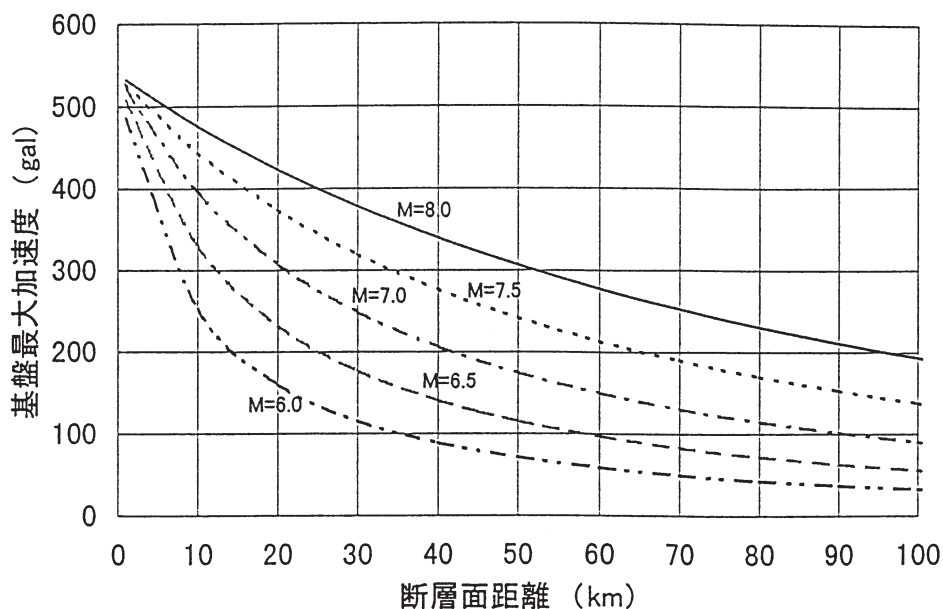
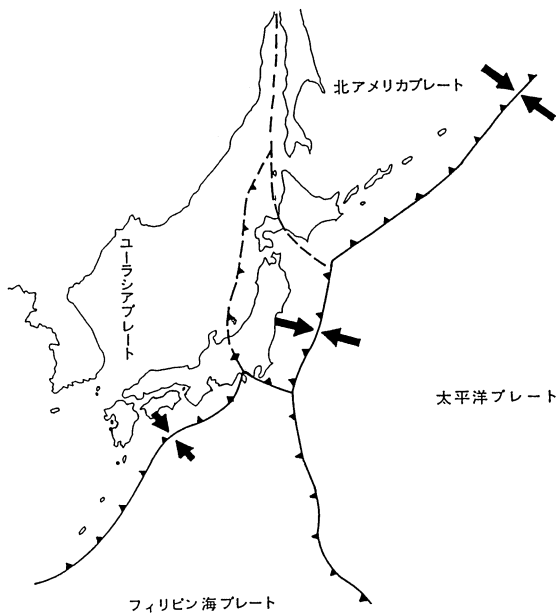


図6 基盤最大加速度と断層面距離の関係

図7 プレート境界⁷⁾

さとして、活断層全体の長さを用いる必要がある。複数の活断層の相互間隔が5 km以内の場合は一つの活断層帯と判断する¹⁰⁾。

基盤最大加速度を求める際、ここで挙げた文献を参考にし、算出する他、文献¹¹⁾により、設計用入力地震動を設定するプログラムを用いることができる。

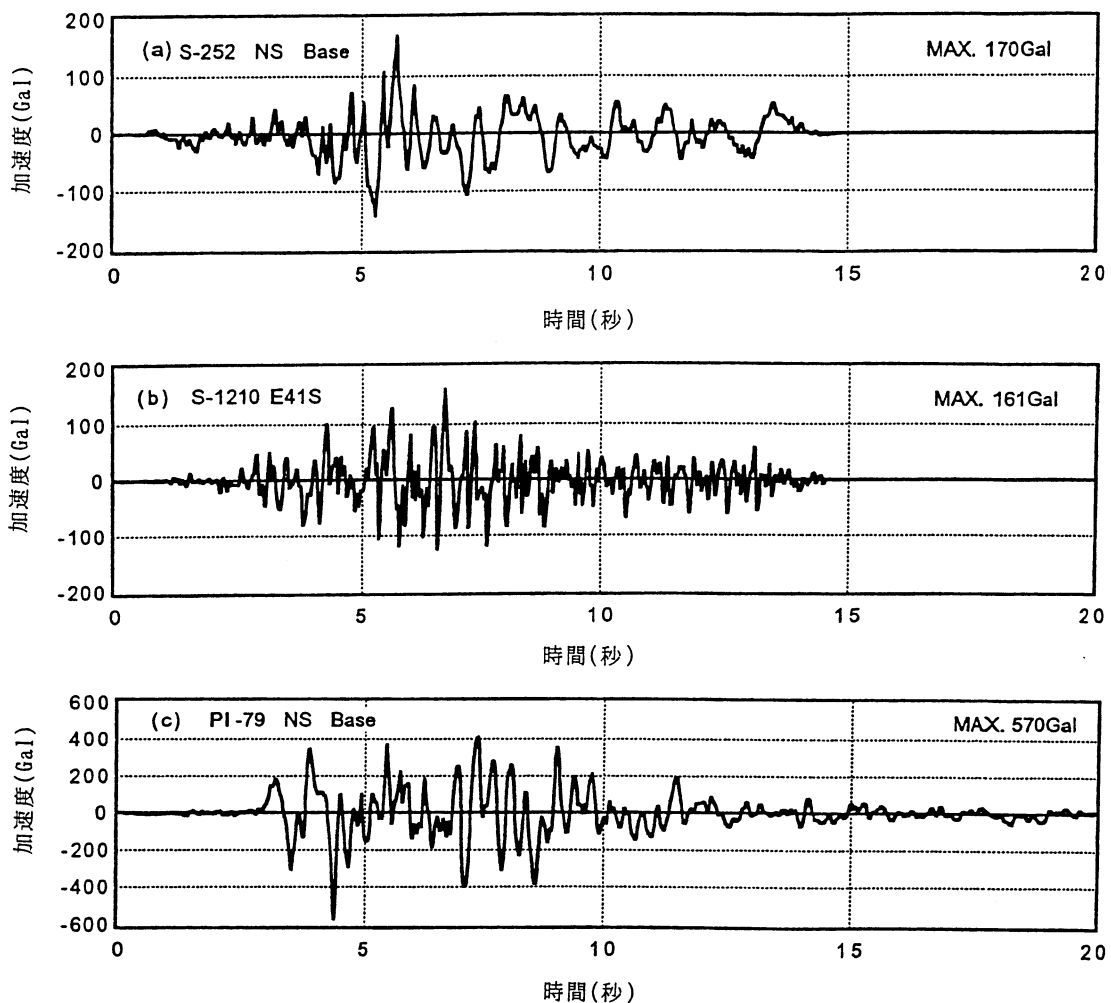
地震波形としては、設計地震動となった地震がプレート境界型地震（海洋型地震）であるか、プレート内型地震（内陸型地震）であるかを判断し、それぞれの地震に対応した波形を用いる。図7に、日本付近のプレート境界を示す⁷⁾。ここで、プレート境界型地震とプレート内型地震の判断は、先に示した文献および日本周辺のプレートの位置などから総合的に決定する必要がある。

対象となる地震動がプレート境界型地震の場合

表1に示した過去の代表的なプレート境界型地震の波形を用いる。図8(a), (b)に、その波形を示す¹²⁾。

対象となる地震動がプレート内型地震の場合

表1に示した過去の代表的なプレート内型地震の波形を用いる。図8(c)に、その波形を示す¹²⁾。

図8 入力地震波形¹²⁾

2.2.4 レベル2地震動の算出例

表2に、北海道の福島漁港を例として、2.2.3の方法でレベル2地震動の算出を行った例を示す。ここで用いた歴史地震データのうち、

1885年から1980年までの地震は、文献²⁾に掲載されたマグニチュード6.0以上の地震およびマグニチュード6.0未満の被害地震であり、これらの地震は仮に1～1723の番号

号がつけられている。

1981年から1995年5月までの地震は、文献³⁾に掲載されたマグニチュード5.6以上のものであり、これらには1724から2279の番号がつけられている。

1884年以前の歴史地震については、文献⁴⁾から引いており、これらには2280から2495の番号がつけられている。

活断層マップ⁷⁾から予測した地震には2496から3277の番号がつけられている。

以上のすべての地震に対して福島漁港の基盤における基盤最大加速度を計算し、大きい順に上位20位のみを示したのが表2である。表には地震の発生产年月日（歴史地震の場合）、震源の東経、北緯、深さ、マグニチュードそして基盤最大加速度が示されている。表から判断すると、当漁港では活断層による地震が最も大きくこれを設計地震とすることが妥当であると考えられる。

図9に、福島漁港に最も大きな基盤最大加速度を与えると判断された活断層の位置を示す⁷⁾。この図から判断すると対象となった活断層は、図7に示したプレート境界より十分離

表1 入力地震波形

地震の型	記録番号 成分	観測地点	発生产 年月日	地震名	マグニ チュード ⁶⁾
プレート 境界型	S-252 NS基盤	八戸港	1968 5.16	十勝沖 地震	7.9
	S-1210 E41S	大船渡港	1978 6.12	宮城県沖 地震	7.4
プレート 内型	PI-79 NS基盤	ポートア イランド	1995 1.17	兵庫県南 部地震	7.2

表2 レベル2地震動の算出例

地震番号	発生产年	発生产月	発生产日	震源の東経 (度)	震源の北緯 (度)	震源の深さ (km)	マグニチュード ⁶⁾	基礎加速度 (gal)
3264	0	0	0	140.34	41.38	0	6.6	308
3255	0	0	0	140.29	41.35	0	6.7	306
3251	0	0	0	139.82	41.43	0	7.4	285
3256	0	0	0	140.15	41.25	0	6.5	251
3253	0	0	0	139.64	41.54	0	7.5	233
2509	0	0	0	140.58	41.73	0	7.1	224
2408	1766	3	8	140.50	40.70	0	7.5	218
3250	0	0	0	139.88	41.42	0	6.8	217
2197	1993	7	12	139.20	42.78	34.0	7.8	213
3257	0	0	0	140.02	41.28	0	6.7	203
1804	1983	5	26	139.08	40.35	14.0	7.7	185
3187	0	0	0	141.50	40.93	0	8.0	175
2427	1793	2	8	139.95	40.85	0	7.1	173
3259	0	0	0	139.62	41.25	0	7.0	150
3260	0	0	0	139.58	41.30	0	7.0	148
2398	1741	8	28	139.40	41.60	0	6.9	143
3252	0	0	0	139.61	41.96	0	7.2	140
3258	0	0	0	139.96	41.07	0	6.5	131
1810	1983	6	21	139.00	41.26	6.0	7.1	122
2374	1704	5	27	140.00	40.40	0	7.3	119

1) 地震番号は

①1～2279は、1885年から1995年5月までの歴史地震

②2280～2495は、1884年以前の歴史地震

③2496～3277は、活断層マップから予測した地震

注2) 活断層マップから予測した地震については、発生产年月日は空欄となっている



図9 基盤最大加速度の算定に用いる活断層の位置⁷⁾

れているため、プレート内型地震であることがわかる。従って、地震波形としてはポートアイランドの基盤波形を用いることが適切であると判断される。

2.2.5 地震応答解析と設計震度の決定

地震応答解析は、一次元の重複反射モデルで行うことを基本とする。地震応答解析に必要な土質定数の決定と地震応答解析については、専門書を参照されたい¹²⁾。

地震応答解析により、地表面最大加速度が求まったら、設計水平震度 k_h を式 (3) または式 (4) より求める⁶⁾。

$\alpha_{\max} > 200\text{gal}$ のとき、

$$k_h = 1/3(\alpha_{\max}/g)^{1/3} \quad (3)$$

$\alpha_{\max} \leq 200\text{gal}$ のとき、

$$k_h = \alpha_{\max}/g \quad (4)$$

ここに、 α_{\max} は地表面最大加速度 (gal)、 g は重力加速度 (980 gal)、である。なお、設計水平震度 k_h は3桁目を四捨五入した値を用いる。

3 液状化対策範囲の決定法

3.1 液状化対策範囲の考え方

3.1.1 液状化対策の検討

岸壁の基礎及びその背後の埋立地盤が液状化すると、岸壁そのものの安定性に大きく影響を及ぼすとともに、エプロンや背後施設にも被害を及ぼし、被害の程度によってはその機能が停止する場合がある。従って、構造物の基礎地盤及び背後埋立地盤に液状化が発生するかどうかを予測・判定し、液状化の発生可能性がある場合は適切な対策をとる必要がある。液状化対策工は、岸壁が新設か既設かによって適用できる対策工は異なってくる。また、対策工として基礎地盤に対して対策を行うか構造物に対して対策を行うかを判断する必要がある。

図10に、耐震強化岸壁を建設するのに必要な液状化の検討のフローを示す。検討は、基礎地盤と岸壁背後の埋立地盤に

分けて行う。両地盤に対して、液状化の判定を行った後、液状化すると判断された場合は、地盤対策が構造的対策かを決定する。地盤対策の場合は対策工及び対策範囲を選定する。既設構造物の場合、構造物の直下の地盤に対する対策は困難であるので構造物前面及び背後の対策を行う。

液状化の発生を防ぐには、地盤の液状化強度を増大させるか、地盤内の応力、変形に関する条件や間隙水圧に関する境界条件を液状化しにくいものにする必要がある。地盤の液状化に対する抵抗は、地盤の密度が高いほど、液状化しにくい粒度分布であるほど、土粒子骨格が安定しているほど、飽和度が低いほど、大きくなる。また、応力、変形及び間隙水圧については、過剰間隙水圧が速やかに消散するほど、液状化した周辺地盤からの過剰間隙水圧が浸入しにくいほど、せん断応力に対する初期有効応力の比を低下させるほど、地震時に生じるせん断変形が少ないほど、液状化しにくいことになる。

液状化対策としての地盤改良範囲の設計においては、次の事項を検討する必要がある。

液状化による被害が、

- 1) 土のせん断抵抗の低下にともなって重力に抗しきれず発生する、
 - 2) 液状化により発生する地盤の過大な変位が構造物の新たな外力として作用するために発生する、
- のうち、どの原因に対して発生するかを把握する。

地盤は広い範囲にわたり液状化する場合であっても、液状化対策としての地盤の改良範囲は、構造物の安定性を支配するある範囲に限定する。したがって、構造物からどの程度離れた範囲まで改良すべきかを決定する。

液状化対策としての締固め範囲としては、深さ方向の範囲と平面的な範囲を決める必要がある。深さ方向の範囲は、液状化すると予測される最深部まで改良することが、標準的である。平面的な範囲の決定法は3.2に示す。3.2に示す地盤改良の範囲は、原則として締固め工法を前提としている。しかし、その他の工法を採用する場合にも、地盤改良された土の強度・変形特性に関する力学特性及び透水性を考慮することにより、その地盤改良範囲の設計法は、ここに示すものに準じた考え方ができる。

3.1.2 地震時の地盤中の土圧及び間隙水圧の特性

図11に示すように、締固めによる地盤改良の境界には、これに隣接する非改良地盤の液状化にともなって、過剰間隙水圧が伝播する。その影響は密な飽和砂の変形特性が関係してきわめて複雑であるが、次のように工学的に単純化して考える¹³⁾。

過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v' < 0.5$ の場合には、既往の室内での繰返し三軸試験などによればそのひずみはきわめて小さい傾向にあることから、過剰間隙水圧の影響は、設計上では考慮する必要がないと考えられる。ここに、 Δu は地震により発生した過剰間隙水圧、 σ_v' は有効土

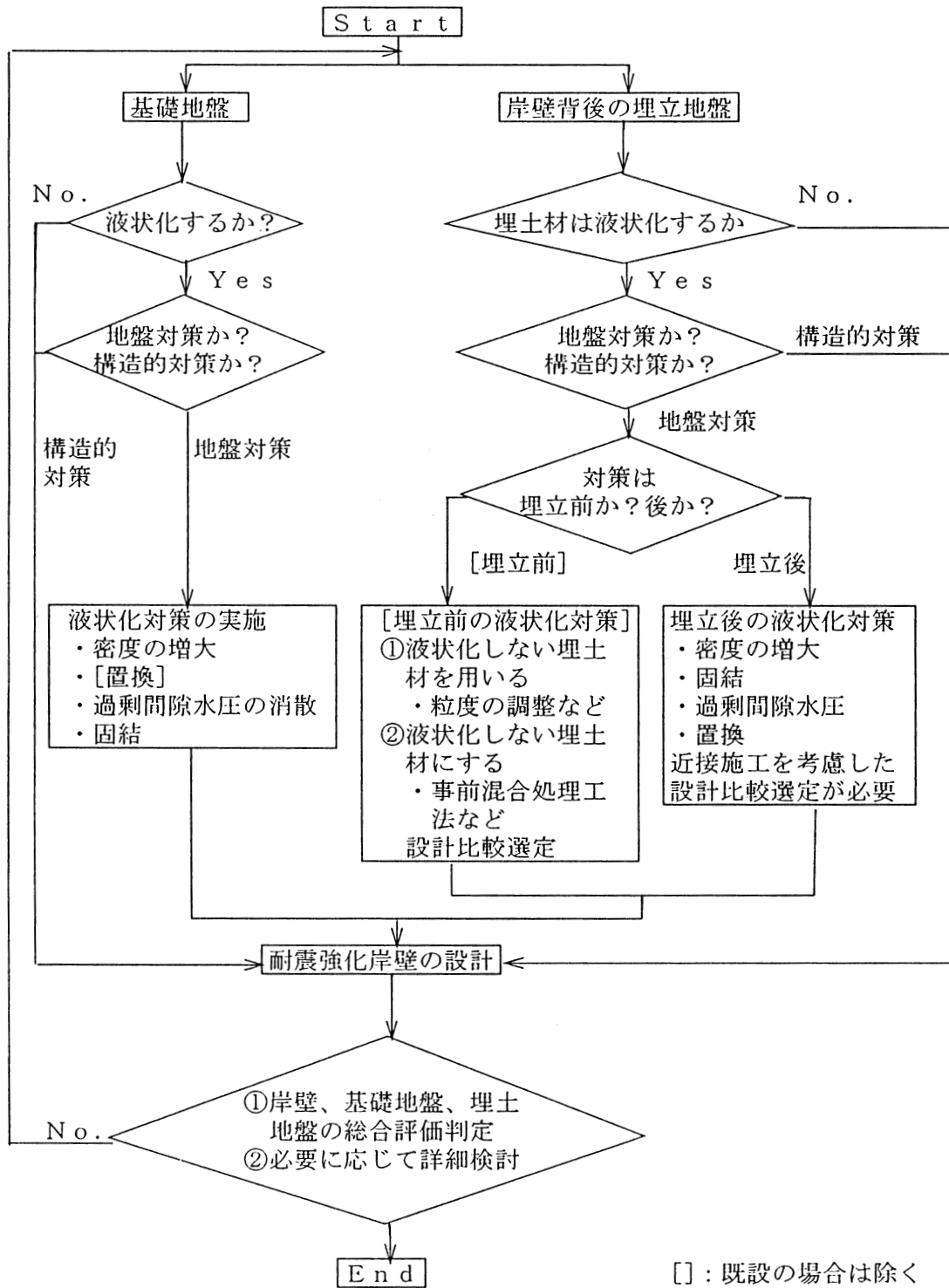


図10 耐震強化岸壁の液状化対策の検討フロー

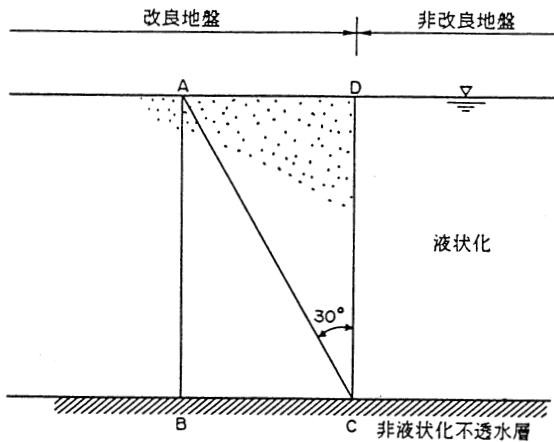


図11 改良地盤が軟化する範囲¹³⁾

かぶり圧である。

$\Delta u/\sigma'_v > 0.5$ の場合には、そのひずみは大きく、設計においては過剰間隙水圧の影響を考慮する必要がある。振動台実験及び浸透流解析によれば、図11における四角形ABCDの部分、概ね $\Delta u/\sigma'_v > 0.5$ の範囲にあり、この範囲では何らかの安定性低下を考慮しなければならない。特に、同図における三角形ACDの部分は、振動台実験において特に不安定な性状を示しているため、地盤・構造物系の安定の検討においてはこの部分は液状化したものとして取り扱う。

液状化した非改良地盤のせん断強度は、設計上ゼロと考える。また、図11の三角形ACDの部分も液状化したものとして扱い、せん断抵抗はゼロと考える。

非液状化地盤との境界に浸透を遮断するためのドレーンないし不透水性のシートやゾーンを設けた場合、ないし、改良された地盤の透水性により改良地盤内への過剰間隙水圧の伝播を考慮しなくてもよい場合は、四角形ABCDに相当する範囲を改良範囲として含めなくてもよい。

また、地震により地盤内に発生する過剰間隙水圧 Δu を式(5)により計算する。

$$\Delta u = r_u \cdot \sigma'_v \tag{5}$$

ここに、 r_u は過剰間隙水圧比、 σ'_v は有効上載圧 (kPa または tf/m^2) である。また、過剰間隙水圧比 r_u は、次式により液状化安全率 F_L を用いて算定することができる¹⁴⁾。

$F_L \geq 1$ のとき、

$$r_u = (\Delta u / \sigma'_v) = F_L^{-7} \tag{6}$$

$F_L < 1$ のとき、

$$r_u = 1 \tag{7}$$

式(5)より、液状化安全率 F_L が1より大きい場合は地盤中では液状化には至らないが、地震動により地盤内には過剰間隙水圧が発生することになる。従って、後に述べる構造物に作用する圧力としてこれを考慮する必要がある。また、地盤の円形すべりによる安定計算においてもこれを考慮する。

また、液状化安全率 F_L は締固めにより地盤改良した場合は深さ方向にほぼ同じと考えて地盤内の平均的な値を用いてもよいと考えられる。

3.1.3 耐震設計と液状化対策の検討の手順

耐震強化岸壁の検討において耐震設計と液状化対策の検討を行う必要があるが、この手順を次のように考える。地震により地盤中に発生する過剰間隙水圧は、地震の到達より時間的に遅れることを考慮して、便宜的に地震中に構造物に作用する慣性力と、地震によって地盤中に発生する過剰間隙水圧は同時に起こらないものとし、別々に取り扱えるものとする。したがって、地盤の耐震対策としての改良範囲の設計には、表3の2つのケースについて検討を行い、両方を満足するような改良範囲を設定するものとする。なお、地震後には非改良部分に隣接する改良部分に過剰間隙水圧が伝播し損傷を受けるとして、この損傷域 (図11のABCD部分) も改良範囲に加

表3 液状化対策範囲の検討の手順

検討時期	考慮する外力	考慮する崩壊面	損傷域
地震中	地震中に作用する慣性力	地震時主働及び受働崩壊面	考慮しない
地震後	地震によって発生する過剰間隙水圧	常時主働及び受働崩壊面	過剰間隙水圧にともなう損傷域を考慮する

えるものとする。

3.2 各種構造物の液状化対策の範囲の決定

各施設の具体的な液状化の対策範囲について考えるが、ここでは主として締固め工法を対象とした場合の対策範囲について考える。前にも述べたように、他の工法の場合でも、間隙水圧による損傷域が発生する場合はこの考えとほぼ同様に扱える。改良工法によって損傷域を考慮する必要のない場合は、ここで述べる改良範囲から損傷域を除いて考えればよい。

3.2.1 重力式岸壁

地震後の検討の中で、地震により発生した地盤中の過剰間隙水圧を考慮して検討を行うことを述べた。以下の岸壁の滑動、転倒などの安定性の地震後の検討に対しては、岸壁背後からは主動土圧、残留水圧の他に、式(5)により計算される過剰間隙水圧も作用するものとして検討を行うものとする。

(1) 岸壁背後のみが対策を必要とする場合(図12)

地震中の検討

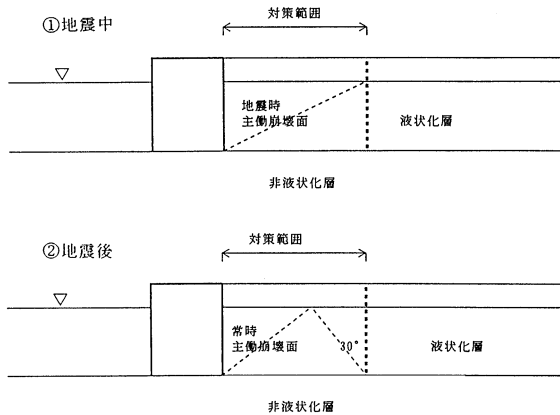


図12 重力式岸壁の背後のみが対策を必要とする場合の液状化対策範囲

液状化は発生していないと考え、地震力のみが作用していると考え。検討法は従来より採られてきた震度法により地震主動崩壊面を設定して安定計算を行い、地震時の安全率が確保されるように、改良範囲を決定する。

地震後の検討

地震動は終了しているが、地震により液状化対象層には過剰間隙水圧が発生していると考え。すなわち、岸壁背後には主動土圧、残留水圧と地震により発生した過剰間隙水圧を作用させて安定の検討を行う。地盤改良の範囲は、常時主動崩壊面が地下水面と交わる点から鉛直から30度の傾きをもって外側に引いた直線が液状化層の底面に交わる範囲までとする。

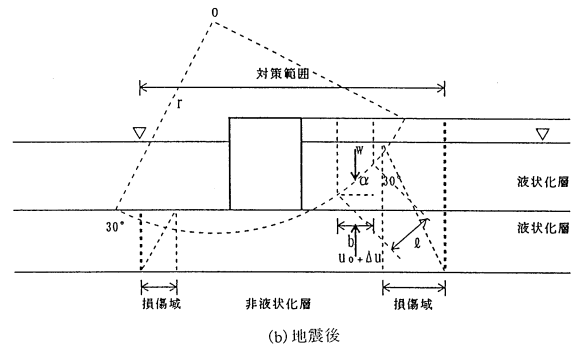
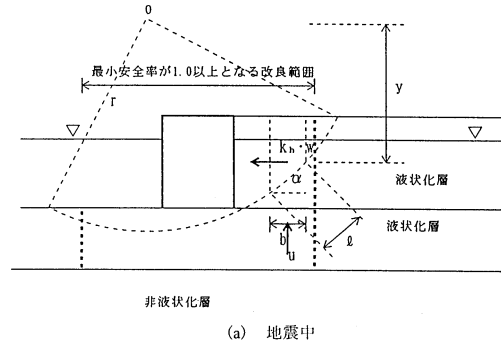


図13 重力式岸壁の基礎地盤と岸壁の背後が対策を必要とする場合の液状化対策範囲

(2) 重力式岸壁で、基礎地盤と岸壁背後が対策を必要とする場合

地震中(図13(a))

液状化は発生していないと考え、地震時の壁体のすべり出し、転倒、支持力、円形すべり及び沈下量の検討を行う。円形すべりの検討においては、重力式岸壁と地盤を対象に慣性力を考慮した円弧すべり計算を行い、最小安全率が1.0以上となるように対策範囲を決定する。算定方法は式(8)に示すとおりである。

$$F = \frac{\sum r[c'l + \{(W - u \cdot b) \cdot \cos \alpha\} \cdot \tan \phi]}{\sum (r \cdot W \cdot \sin \alpha + y \cdot k_h \cdot W)} \quad (8)$$

ここに、 F はすべりに対する安全率、 r はすべり円の半径(m)、 c' 、 ϕ は有効応力に関する土の粘着力(kPaまたはtf/m²)およびせん断抵抗角(°)、 l は分割片の底辺長(m)、 b は分割片の幅(m)、 W は各分割細片の全重力(kN/mまたはtf/m)、 u は常時地下水位によって発生する間隙水圧(kPaまたはtf/m²)、 α は各分割細片で切られたすべり面の中心とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角(°)、 k_h は設計水平震度、 y は各分割細片の重心とすべり円の中心との鉛直距離(m)、である。

地震後(図13(b))

壁体及び地盤には慣性力は作用していないと考え、常時の壁体のすべり出し、転倒、支持力、円形すべり及び沈下量の

検討を行う。ただし、壁体背面には主動土圧、残留水圧の他に、式(5)により計算される過剰間隙水圧を作用させる。また、円形すべりの計算は、重力式岸壁と地盤を対象に地震によって発生する過剰間隙水圧を考慮して行い、最小安全率が1.0以上となるように対策範囲を決定する。この場合、損傷域を考慮し、最終的な対策範囲を決定する。算定方法は式(9)に示すとおりである。

$$F = \frac{\sum [c'l + (W - u_0 \cdot b - \Delta u \cdot b) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi']}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (9)$$

ここに、 u_0 は常時地下水位によって発生する間隙水圧 (kPaまたはtf/m²)、 Δu は地震動によって発生する間隙水圧 (kPaまたはtf/m²) で式(5)により計算する。

3.2.2 矢板式岸壁

地震後の矢板の曲げモーメント及びタイ材の張力の算定においては、岸壁背後からは主動土圧、残留水圧の他に、式(5)により計算される過剰間隙水圧が矢板の海底面より上の部分に作用するとして検討を行う。

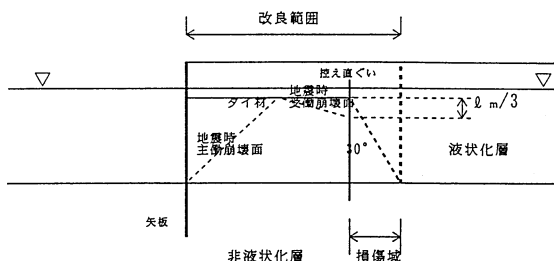


図14 控え直ぐい式矢板岸壁で岸壁背後のみが対策を必要とする場合の液状化対策範囲

(1) 控え直ぐいで、岸壁背後のみ対策を必要とする場合 (図14)

このケースでは、控え直ぐいの位置が地震時崩壊面で決まってしまう。従って、地盤の対策は決定された控え直ぐいを過剰間隙水圧の伝播から守るように対策を行う必要がある。従って、控え直ぐいの背後の損傷域までを改良範囲とする。

なお、控え直ぐいの設置位置は、控えぐいのタイ材の取付点から $l_m/3$ 深い点から引いた控えぐいの地震時受働崩壊面と、海底面から引いた矢板の地震時主動崩壊面が、ぐいとタイ材の取付点を含む水平面以下で交わらないように決定するものとする。ここに、 l_m はぐいの曲げモーメントの第1ゼロ点の深さである。

(2) 控え直ぐいで、基礎地盤と岸壁背後が対策を必要とする場合

地震中 (図15)

地震時に対する矢板式岸壁の設計を行う。また、必要に応じて岸壁と地盤を対象に慣性力を考慮した円形すべりの計算を行い、最小安全率が1.0以上となるように対策範囲を決定する。なお、円形すべりの算定方法には式(8)を用いる。ただし、岸壁背後の控えぐいの位置は、以下の2通りについて検

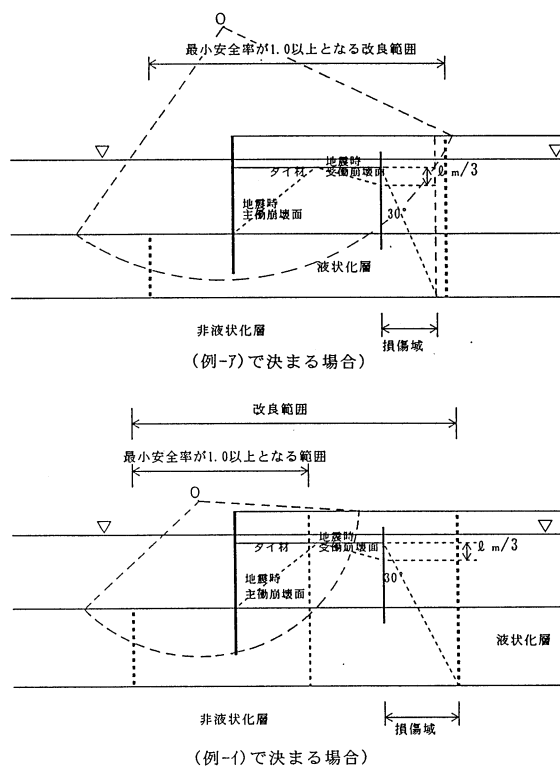


図15 控え直ぐい式矢板岸壁で、基礎地盤と岸壁背後が対策を必要とする場合の液状化対策範囲 (地震中)

討し、両方を満足する位置とする。

ア) 円形すべりの安定計算を行った場合は、円形すべりの結果より決定した位置

イ) 控え直ぐいとタイ材の取付点よりも $l_m/3$ 深い点から引いた控え工の地震時受働崩壊面と、海底面から引いた矢板の主動崩壊面が、ぐいとタイ材の取付点を含む水平面以下で交わらないように決定した位置
地震後 (図16)

常時に対する岸壁の設計を行う。この際、矢板の背面に作用する圧力として常時主動土圧、残留水圧の他に、式(5)で算定される過剰間隙水圧を考慮する。また、必要に応じて、岸壁と地盤を対象に地震によって発生する過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり計算を行い、最小安全率が1.0以上となるように対策範囲を決定する。なお、円形すべりの算定方法は式(9)を用い、損傷域も考慮する。ただし、岸壁背後の控えぐいの位置は、以下の2通りについて検討し、両方を満足する位置とする。

ア) 円弧すべりの結果と損傷域より決定した位置

イ) 控え直ぐいとタイ材の取付点よりも $l_m/3$ 深い点から引いた控え工の地震時受働崩壊面と、海底面から引いた矢板の主動崩壊面が、ぐいとタイ材の取付点を含む水平面以下で交わらないように決定した位置

ただし、ア) で円弧すべりの安全率が1.0のケースを見出せない場合 (十分に安全率が大きい場合) には、イ) ですべり安全率が1.0以上を確認すれば良いものとする。

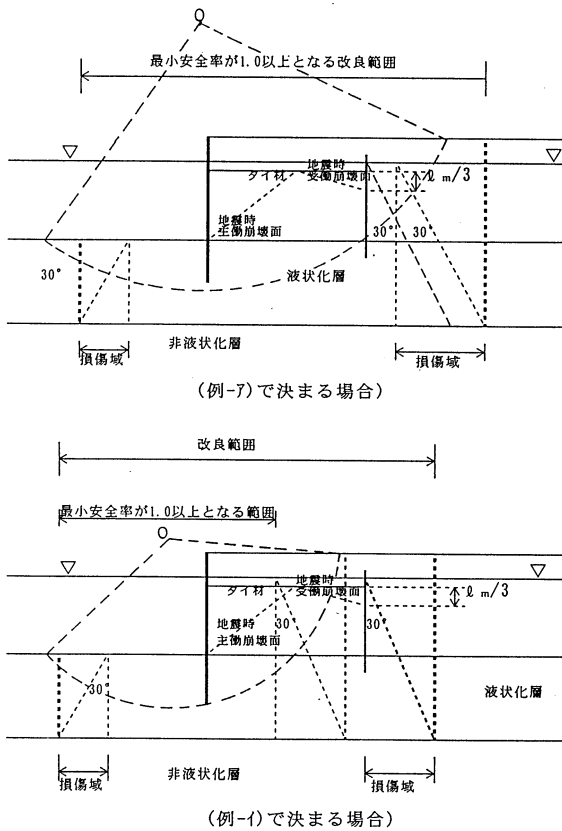


図16 控え直ぐい式矢板岸壁で、基礎地盤と岸壁背後が対策を必要とする場合の液状化対策範囲（地震後）

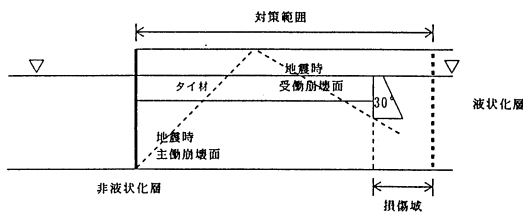


図17 控え版式矢板岸壁で、岸壁の背後のみが対策を必要とする場合の液状化対策範囲

(3) 控え版で岸壁の背後のみが対策を必要とする場合 (図17)

この場合は、控え版の位置が地震時崩壊面で決まってしまう。従って、地盤の対策は決定された控え版を過剰間隙水圧の伝播から守るように対策を行う必要がある。すなわち、控え版の位置は、海底面から引いた矢板の地震時主働崩壊面と控え版の下端から引いた地震時受働崩壊面が地表面より下で交わらないように決定した位置から外側に30°の余裕幅を取るようにする。

また、この場合も地震後の矢板背面に作用する圧力として主働土圧、残留水圧の他に、式(5)による過剰間隙水圧を考慮

するものとする。

(4) 控え版で基礎地盤と岸壁背後が対策を必要とする場合 地震中

地震時に対する矢板式岸壁の設計を行う。また、必要に応じて岸壁と地盤を対象に慣性力を考慮した円形すべりの計算を行い、最小安全率が1.0以上となるように対策範囲を決定する。なお、円形すべりの算定には式(8)を用いる。ただし、控え版の位置は、以下の2通りについて検討し、両方を満足する位置とする。

ア) 円形すべりの結果より決定した位置

イ) 海底面から引いた矢板の地震時主働崩壊面と控え版下端から引いた控え版の地震時受働崩壊面が地表面より下で交わらないように決定した位置

地震後

常時に対する矢板式岸壁の設計を行う。この際、矢板の背面に作用する圧力として主働土圧、残留水圧の他に、式(5)で算定される過剰間隙水圧を考慮する。また、必要に応じて、岸壁と地盤を対象に地震によって発生する過剰間隙水圧を考慮した円形すべり計算を行い、最小安全率が1.0以上となるように対策範囲を決定する。なお、算定には式(9)を用い、損傷域も考慮する。ただし、岸壁背後の控え版の位置は、以下の2通りについて検討し、両方を満足する位置とする。

ア) 円形すべりの結果より決定した位置

イ) 海底面から引いた矢板の地震時主働崩壊面と控え版下端から引いた控え版の地震時受働崩壊面が地表面より下で交わらないように決定した位置

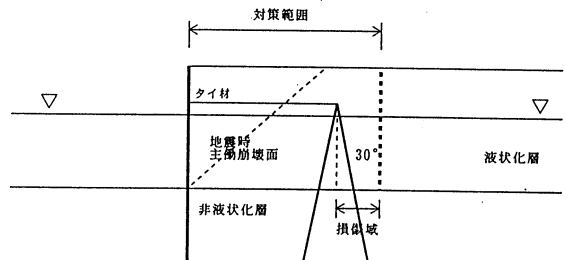


図18 控え組ぐい式矢板岸壁で、岸壁の背後のみが対策を必要とする場合の液状化対策範囲

(5) 控え組ぐいで岸壁の背後のみが対策を必要とする場合 (図18)

矢板に作用する曲げモーメント及びタイ材の張力は地震時及び常時の設計方法に従い設計する。ただし、地震後の検討では、矢板背面には主働土圧、残留水圧の他に、式(5)により計算される過剰間隙水圧を海底面より上の部分に作用させる。この場合は、控え組ぐいの位置が地震時崩壊面で決まってしまう。従って、地盤の対策は決定された控え組ぐいを過剰間隙水圧の伝播から守るように対策を行う必要がある。なお、控え組ぐいは矢板の海底面の位置から引いた地震時主働

崩壊面より後の位置とする。

(6) 控え組ぐいで基礎地盤と岸壁の背後が対策を必要とする場合

この場合は、(2)の場合とほぼ同じ考え方で、対策範囲を決定する。ここでは図は省略するが、検討は次のように行う。

地震中

地震時に対する岸壁の設計を行う。また、必要に応じて、矢板式岸壁の場合も岸壁と地盤を対象に慣性力を考慮した円形すべりの計算を行い、最小安全率が1.0以上となるように対策範囲を決定する。なお、円形すべりの算定には式(8)を用いる。ただし、控え組ぐいの位置は以下の2通りについて検討し、両方を満足する位置とする。

ア) 円形すべりの結果より決定した位置

イ) 海底面から引いた矢板の地震時主動崩壊面の背後の位置

地震後

常時に対する矢板式岸壁の設計を行う。この際、矢板の背面に作用する圧力としては常時主動土圧、残留水圧の他に、式(5)で計算される過剰間隙水圧を考慮する。また、必要に応じて、矢板式岸壁の場合も岸壁と地盤によって発生する過剰間隙水圧を考慮した円形すべり計算を行い、最小安全率が1.0以上となるように対策範囲を決定する。なお、算定には式(9)を用い、損傷域も考慮する。ただし、岸壁背後の組杭の位置は、以下の2通りについて検討し、両方を満足する位置とする。

i) 円形すべりの結果と損傷域より決定した位置

ii) 海底面から引いた矢板の地震時主動崩壊面の背後の控え組杭の位置

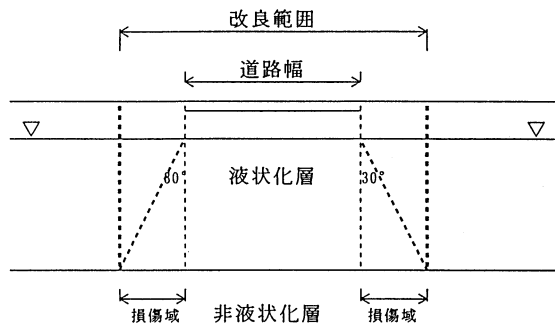


図19 アクセス道路の液状化対策範囲

3.2.3 アクセス道路 (図19)

図19に、アクセス道路の液状化対策範囲を示す。道路の端の地下水面の位置から外側に30度傾斜して引いた直線が液状化層の下端と交わる点を通る鉛直線までを損傷域と考え、道

路と両側の損傷域を改良範囲とする。

4 おわりに

耐震強化岸壁の設計震度と液状化対策範囲の決定法について述べた。これより、次の結論が得られた。

(1)耐震強化岸壁の耐震設計は、震度法により行い、設計震度は水平震度のみを考慮する。

(2)耐震強化岸壁の設計震度は、レベル2地震動をもとに、決定することを基本とする。

(3)耐震強化岸壁の設計震度は、地域防災計画で定められた想定地震がある場合は、これを用い、想定地震がない場合は、過去の地震記録または活断層からレベル2地震動を想定し、これをもとにその地点の地盤条件を考慮して地震応答解析の結果から決定する。

(4)地盤の液状化の対策範囲は、地盤の深さ方向には液状化が発生すると予想される最深部までとする。

(5)水平方向の液状化対策範囲は、締固め工法に対しては地震中と地震後に分けて検討を行い、両者のうち範囲の広い方を取る。地震中は構造物及び地盤に地震の慣性力を作用させるが過剰間隙水圧は発生していないものとして従来の設計法から対策範囲を求める。地震後においては地震による慣性力は作用していないが、地盤中には地震により発生した過剰間隙水圧が作用するとしてその損傷域も考慮して対策範囲を決定する。

参考文献

- 1) 耐震強化施設の設計について、平成9年8月28日、港技100号
- 2) 宇津徳治：日本付近のM6.0以上の地震および被害地震の表：1885～1980年、地震研究所報。
- 3) 気象庁：地震月報
- 4) 宇佐見龍夫：新編日本被害地震総覧[増補改訂版416-1995]、東京大学出版会、1996
- 5) 野津厚、上部達夫、佐藤幸博：工学的基盤における最大加速度等の断層面からの距離減衰の検討、第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会講演集、1997。
- 6) 野田節男、上部達夫、千葉忠樹：重力式岸壁の震度と地盤加速度、港湾技術研究報告、第14巻、第4号。
- 7) 活断層研究会編：新編日本の活断層 - 分布図と資料、東京大学出版会、1991。
- 8) 九州活構造研究会編：九州の活断層、東京大学出版会、1989。
- 9) 松田時彦：活断層から発生する地震の規模と周期について、1975。
- 10) 松田時彦：活断層、岩波書店、p.423、1995。
- 11) 野津厚、上部達夫、佐藤幸博、篠澤巧：距離減衰式から推定した地盤加速度と設計震度の関係、港湾技術研究報告、投稿中。
- 12) 運輸省港湾局監修：埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版）（財）沿岸開発技術研究センター、pp.26-113、1997。
- 13) 運輸省港湾局監修：埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版）（財）沿岸開発技術研究センター、pp.230-233、1997。
- 14) (社)日本道路協会：共同溝設計指針、1986。